

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JOSÉ LUCAS SOBRAL MARQUES

ESTUDO DO EFEITO DA INCLINAÇÃO DAS OMBREIRAS NA
ESTABILIDADE DE BARRAGENS VIA MODELOS NUMÉRICOS
TRIDIMENSIONAIS

CURITIBA

2015

JOSÉ LUCAS SOBRAL MARQUES

ESTUDO DO EFEITO DA INCLINAÇÃO DAS OMBREIRAS NA
ESTABILIDADE DE BARRAGENS VIA MODELOS NUMÉRICOS
TRIDIMENSIONAIS

Dissertação apresentada ao Programa de
Pós-Graduação em Construção Civil, Setor
de Tecnologia da Universidade Federal do
Paraná, como requisito parcial à obtenção do
grau de mestre em construção civil

Orientador: Prof. Dr. José Marques Filho

CURITIBA

2015

M357e

Marques, José Lucas Sobral

Estudo do efeito da inclinação das ombreiras na estabilidade de barragens via modelos numéricos tridimensionais/ José Lucas Sobral Marques. – Curitiba, 2015.

184 f. : il. color. ; 30 cm.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Construção Civil, 2015.

Orientador: José Marques Filho .

Bibliografia: p. 173-184.

1. Barragens de concreto. 2. Construção civil - Estabilidade estrutural. 3. Estabilidade - Análise. I. Universidade Federal do Paraná. II. Marques Filho, José. III. Título.

CDD: 627.8

TERMO DE APROVA




Ministério da Educação
Universidade Federal do Paraná
Setor de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil




ATA DE DEFESA DE MESTRADO

Aos trinta e um dias do mês de agosto de dois mil e quinze, no Salão Nobre do Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, foi instalada pelo Professor Dr. José Marques Filho, do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, a Banca Examinadora para a **ducentésima quadragésima segunda defesa de dissertação de Mestrado do PPGECC, área de concentração: Materiais e Estruturas**. Estiveram presentes no ato professores, alunos e visitantes. A Banca Examinadora, atendendo determinação do Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, ficou constituída pelos professores Prof. Dr. José Marques Filho (Orientador - Doutorado Universidade Federal do Rio Grande do Sul) do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR, Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado (Doutorado Universidade Federal de Santa Catarina) do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da UFPR e Prof. Dr. Vladimir Antonio Paulon (Doutorado Escola Politécnica da USP) do Departamento Recursos Hídricos da UNICAMP, às quatorze horas o Prof. José Marques Filho, iniciou os trabalhos, convidando o aluno **José Lucas Sobral Marques** fazer a apresentação da dissertação de mestrado intitulada "Estudo do efeito da inclinação da ombreiras na estabilidade de barragens via modelos numéricos tridimensionais". Encerrada a apresentação, iniciou-se a fase de arguição pelos membros participantes. Após a arguição, a banca reuniu-se para apreciação do desempenho do pós-graduando. Tendo em vista a dissertação e a arguição, a banca decidiu pela sua APPROVAÇÃO de acordo com a Resolução nº. 65/2009-CEPE - UFPR.

Curitiba, 31 de agosto de 2015.


Prof. Dr. José Marques Filho


Prof. Dr. Roberto Dalledone Machado


Prof. Dr. Vladimir Antonio Paulon

AGRADECIMENTOS

À minha família pelo apoio e compreensão.

Ao pai e professor orientador José Marques Filho pelo tempo dedicado, paciência e pela amizade.

A minha namorada Heloísa pela paciência, carinho dedicados e compreensão.

À empresa RDR Consultores Associados pela compreensão e ajuda em todo o período.

À COPEL, especialmente ao engenheiro Kironi Pires pela disponibilização dos dados de instrumentação da UHE Governador José Richa.

RESUMO

A demanda por energia, água e outros serviços vêm aumentando continuamente para sustentar o desenvolvimento econômico e melhorar as condições de vida das pessoas. As barragens são vitais para que a população tenha acesso aos insumos básicos fundamentais, entretanto são estruturas que apresentam um risco potencial elevado, motivo pelo qual os regulamentos de segurança, além das recomendações de projeto, prescrevem atividades de acompanhamento e observação, por instrumentação, inspeção visual ou ensaios específicos. Por sua importância e pelo aumento ainda significativo da população mundial, é necessário que continuem os estudos dos materiais e novas técnicas de construção para empreendimentos hidráulicos em busca da solução mais sustentável possível. Dentre as várias soluções possíveis de barragem, as barragens de concreto à gravidade foram muito utilizadas no passado, e com o advento a técnica construtiva do Concreto Compactado com Rolo tornaram-se atrativas nas últimas duas décadas. Geralmente, os critérios usuais de projeto de barragens de concreto à gravidade indicam que uma solução analítica, considerando um modelo bidimensional, com distribuição linear de tensões na base, é suficiente para análise da segurança da estrutura. Como consequência desse processo simplificado, como barragens são estruturas tridimensionais, verifica-se que os protótipos em operação apresentam comportamentos muito diferentes daqueles assumidos nas análises simplificadas 2D, com peculiaridades que acabam sendo negligenciadas. Grosseiramente, as análises como corpo rígido pelo processo de equilíbrio limite desprezam as tensões tangenciais geradas pela declividade das ombreiras, além da óbvia diferença de distribuição de tensões. Sabendo da complexidade de um projeto civil de uma barragem, por ser um projeto multidisciplinar, envolvendo diversas áreas de conhecimento, e das inúmeras simplificações que são feitas no dimensionamento, a avaliação de barragens via Método dos Elementos Finitos através de modelos tridimensionais é uma ferramenta interessante que permite análises mais completas, e uma análise crítica dos critérios de projeto. O objetivo do presente trabalho é avaliar os Critérios de Projetos e de Estabilidade nas ombreiras de Barragens de Concreto à Gravidade, avaliando os efeitos dos parâmetros da interface entre concreto e rocha, evidenciando a necessidade de investigações adequadas da fundação e do concreto. Foram utilizados modelos tridimensionais no programa SAP 2000, para uma barragem com altura de 50 metros, parametrizando os estudos em função da declividade da ombreira e dos parâmetros físicos do concreto e da rocha da fundação. Após a apresentação dos conceitos, apresenta-se uma análise de sensibilidade da estabilidade global variando as características dos materiais, baseadas em valores reais utilizados em barragens de concreto disponíveis na literatura; e variações nos ângulos médios das ombreiras de 0° , 10° , 20° e 30° . Os resultados foram validados através da comparação com os critérios preconizados pelo Manual de Viabilidade da Eletrobrás, 2003, e com modelos de elementos finitos bidimensionais com a mesma geometria. Mostra-se claramente a importância da avaliação adequada dos parâmetros de fundação. Também se evidencia a influência da inclinação das ombreiras nos cálculos, onde o aumento da inclinação degrada significativamente os parâmetros de segurança ao deslizamento, com necessidade de presença de coesão significativa nos modelos mais inclinados. Durante os estudos, verifica-se que as tensões de tração obtidas no modelo com inclinação de 30° são superiores aos limites recomendados. Também foi feita uma análise dos deslocamentos da estrutura, que são significativamente inferiores a alguns processos

de execução de juntas, e no caso estudado a hipótese de haver contato entre os blocos mostra ser inadequada.

Palavras Chave: barragens, concreto, estabilidade, ombreiras, análise tridimensional

ABSTRACT

The human needs for water and energy are continuously growing in order to permit the economic growth and to improve life quality. Dams are necessary to furnish the basic water resources, but their structures need and special safety analysis because failure could lead to a catastrophic situation. Consequently, several dam regulations indicate the necessity of continuous dams safety monitoring and instrumentation. In order to attend the water resources necessities, it is very important to study new techniques and solutions, using sustainability approaches. Usually, the global stability analysis used in dam design considers very simple 2D models, considering stress linear distribution in the dam horizontal base. Obviously, this approach do not represents the actual dam behavior, mainly in the abutments. In order to improve the solution, the Finite Element Method (FEM) could be a useful tool to analyze and study dams. This dissertation purpose is to evaluate the frequently used gravity dams design criteria throughout FEM analysis, in order to verify abutment blocks safety. The study proposed a sensitivity analysis varying rock and concrete mechanical parameters, and the dam rock interface envelopes.

Keywords: dams, concrete, stability analysis, concrete gravity dam

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – MATRIZ ELÉTRICA BRASILEIRA EM 2012 E 2013	26
FIGURA 2 – COMPRAS REALIZADAS PELA ANEEL NOS ÚLTIMOS 8 ANOS	32
FIGURA 3 – SEÇÃO TÍPICA TRANSVERSAL DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO À GRAVIDADE	37
FIGURA 4 – VISTA DE JUSANTE TÍPICA DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO À GRAVIDADE	37
FIGURA 5 – ESQUEMA COM OS PRINCIPAIS CARREGAMENTOS EM BARRAGENS À GRAVIDADE	44
FIGURA 6 – SEÇÃO TÍPICA DE BARRAGEM DE CONCRETO A GRAVIDADE.....	47
FIGURA 7 – DIAGRAMAS DE TENSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE	49
FIGURA 8 – SUBPRESSÃO SEM LINHA DE DRENOS OU DRENOS INOOPERANTES E PRESSÕES HIDROSTÁTICAS.....	50
FIGURA 9 – SUBPRESSÃO COM ABERTURA DE FISSURA DEVIDO AO SURGIMENTO DE TENSÕES DE TRAÇÃO E PRESSÕES HIDROSTÁTICAS	51
FIGURA 10 – SUBPRESSÃO COM UMA LINHA DE DRENOS OPERANTE	52
FIGURA 11 – SUBPRESSÃO COM DUAS LINHAS DE DRENOS OPERANTES....	53
FIGURA 12 – FORÇA DE EMPUXO DEVIDO A SEDIMENTOS NO PÉ DE MONTANTE DA BARRAGEM.....	55
FIGURA 13 – FORÇAS SÍSMICAS NA BARRAGEM	57
FIGURA 14 – PRESSÕES HIDRODINÂMICAS DEVIDO A AÇÕES SÍSMICAS	58
FIGURA 15 – MODELO DE DIMENSIONAMENTO EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA E ANÁLISE GRÁFICA DAS VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS.....	63
FIGURA 16 – ESTRUTURA ONDE AS TRÊS CAMADAS SÃO LANÇADAS EM ÉPOCAS DISTINTAS.....	64
FIGURA 17 – EVOLUÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS COM O TEMPO	65
FIGURA 18 – EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS COM O TEMPO	65
FIGURA 19 – CASO DE CARREGAMENTO Nº 4 – CONDIÇÃO LIMITE DE CONSTRUÇÃO - <i>U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS</i>	69
FIGURA 20 – CASO DE CARREGAMENTO Nº 5 – CONDIÇÃO EXCEPCIONAL - <i>U.</i> <i>S. ARMY CORPS OF ENGINEERS</i>	69

FIGURA 21 – CASO DE CARREGAMENTO Nº 6 – CONDIÇÃO LIMITE COM O MÁXIMO TERREMOTO PROVÁVEL - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995)	70
FIGURA 22 – DESLIZAMENTO DE PARTE DA ESTRUTURA	74
FIGURA 23 – DESLIZAMENTO NO CONTATO ESTRUTURA-FUNDAÇÃO DA BARRAGEM COMO UM TODO	74
FIGURA 24 – DESLIZAMENTO NA FUNDAÇÃO	75
FIGURA 25 – ENVOLTÓRIA LINEARIZADA DOS CÍRCULOS DE MOHR	76
FIGURA 26 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA	77
FIGURA 27 – ESQUEMA DE ANÁLISE DE UM SISTEMA FÍSICO IDEALIZADO COMO CONTÍNUO	85
FIGURA 28 – ESQUEMA SIMPLIFICADO DE UM PROGRAMA DE MEF	88
FIGURA 29 – ELEMENTO <i>SOLID</i> DO PRAGRAMA SAP 2000	90
FIGURA 30 – REDUÇÃO DA SEGURANÇA DOS BLOCOS LATERAIS DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO A GRAVIDADE (W = PESO DO BLOCO; U = SUBPRESSÃO)	93
FIGURA 31 – EQUILÍBRIO DE UM BLOCO INDEPENDENTE	95
FIGURA 32 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DE β E α	96
FIGURA 33 – MODELO COM OBREIRA SEMI-INFINITA	104
FIGURA 34 – MODELO COM FUNDAÇÃO INCLINADA LIMITADO POR DOIS PLANOS HORIZONTAIS	104
FIGURA 35 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20°	105
FIGURA 36 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 10°	105
FIGURA 37 – MODELO COM FUNDAÇÃO RETA	106
FIGURA 38 – MODELO BIDIMENSIONAL	108
FIGURA 39 – TENSÕES VERTICAIS DO MODELO 2D	109
FIGURA 40 – TENSÕES VERTICAIS DO MODELO 2D	110
FIGURA 41 – TENSÕES DE CISALHAMENTO DO MODELO 2D	110
FIGURA 42 – MODELO TRIDIMENSIONAL COM BASE RETA	111
FIGURA 43 – COMPARAÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS	111
FIGURA 44 – MODELO 3D DA BARRAGEM DE CONCRETO E SUBPRESSÃO	112
FIGURA 45 – DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS DO MODELO DE BASE RETA E $E=78453,2$ MPa	113

FIGURA 46 – MODELO TRIDIMENSIONAL DO SAP2000 DA BARRAGEM COM FUNDAÇÃO SEMI-INFINITA	114
FIGURA 47 – MODELO TRIDIMENSIONAL DO SAP2000 DA BARRAGEM COM FUNDAÇÃO INCLINADA LIMITADA POR PLANOS HORIZONTAIS	115
FIGURA 48 – ESQUEMA DO DESENVOLVIMENTO DAS TENSÕES CISALHANTES NO MODELO DE FUNDAÇÃO INCLINADA.....	119
FIGURA 49 – MODELO BASE RETA – τ_{13} (E=78453,2 MPa).....	120
FIGURA 50 – MODELO BASE RETA – τ_{23} (E=78453,2 MPa).....	120
FIGURA 51 – MODELO BASE RETA – τ_{13} (E=39226,6 MPa).....	121
FIGURA 52 – MODELO BASE RETA – τ_{23} (E=39226,6 MPa).....	121
FIGURA 53 – MODELO BASE RETA – τ_{13} (E=78453,2 MPa).....	122
FIGURA 54 – MODELO BASE RETA – τ_{13} (E=78453,2 MPa).....	122
FIGURA 55 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{13} (E=78453,2 MPa)	123
FIGURA 56 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{23} (E=78453,2 MPa)	123
FIGURA 57 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{13} (E=39226,6 MPa)	124
FIGURA 58 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{23} (E=39226,6 MPa)	124
FIGURA 59 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{13} (E=26151,067 MPa)	125
FIGURA 60 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{23} (E=26151,067 MPa)	125
FIGURA 61 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{13} (E=78453,2 MPa)	126
FIGURA 62 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{23} (E=78453,2 MPa)	126
FIGURA 63 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{13} (E=39226,6 MPa)	127
FIGURA 64 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{23} (E=39226,6 MPa)	127
FIGURA 65 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{13} (E=26151,067 MPa)	128
FIGURA 66 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{23} (E=26151,067 MPa)	128
FIGURA 67 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{13} (E=78453,2 MPa)	129
FIGURA 68 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{23} (E=78453,2 MPa)	129
FIGURA 69 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{13} (E=39226,6 MPa)	130
FIGURA 70 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{23} (E=39226,6 MPa)	130
FIGURA 71 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{13} (E=26151,067 MPa)	131

FIGURA 72 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{23} (E=26151,067 MPa)	131
FIGURA 73 – FSD BASE RETA (E= 78453,2 MPa e $\varphi = 45^\circ$)	133
FIGURA 74 – FSD BASE RETA (E= 39226,6 MPa e $\varphi = 45^\circ$)	133
FIGURA 75 – FSD BASE RETA (E= 26151,067 MPa e $\varphi = 45^\circ$)	134
FIGURA 76 – FSD BASE RETA (E= 78453,2 MPa e $\varphi = 40^\circ$)	134
FIGURA 77 – FSD BASE RETA (E= 39226,6 MPa e $\varphi = 40^\circ$)	134
FIGURA 78 – FSD BASE RETA (E= 26151,067 MPa e $\varphi = 40^\circ$)	135
FIGURA 79 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=10^\circ$ E $\varphi=45^\circ$	136
FIGURA 80 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=10^\circ$ E $\varphi=40^\circ$	137
FIGURA 81 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=20^\circ$ E $\varphi=45^\circ$	138
FIGURA 82 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=20^\circ$ E $\varphi=40^\circ$	139
FIGURA 83 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=30^\circ$ E $\varphi=45^\circ$	140
FIGURA 84 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=30^\circ$ E $\varphi=40^\circ$	141
FIGURA 85 – RESUMO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA $\varphi=45^\circ$..	142
FIGURA 86 – RESUMO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA $\varphi=40^\circ$..	143
FIGURA 87 – ESTADOS DE TENSÃO NA RUPTURA	143
FIGURA 88 – MODELO BASE RETA – σ_{33} (E=78453,2 MPa).....	146
FIGURA 89 – MODELO BASE RETA – σ_{33} (E=39226,6 MPa).....	146
FIGURA 90 – MODELO BASE RETA – σ_{33} (E=26151,067 MPa).....	147
FIGURA 91 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 10° – σ_{33} (E=78453,2 MPa)	147
FIGURA 92 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 10° – σ_{33} (E=39226,6 MPa)	148
FIGURA 93 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 10° – σ_{33} (E=26151,067 MPa) ..	148
FIGURA 94 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20° – σ_{33} (E=78453,2 MPa)	149

FIGURA 95 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20° – σ_{33} (E=39226,6 MPa)	149
FIGURA 96 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20° – σ_{33} (E=26151,067 MPa) ..	150
FIGURA 97 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 30° – σ_{33} (E=78453,2 MPa)	150
FIGURA 98 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 30° – σ_{33} (E=39226,6 MPa)	151
FIGURA 99 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 30° – σ_{33} (E=26151,067 MPa) ..	151
FIGURA 100 – REPRESENTAÇÃO DA FACE1 DA BARRAGEM	153
FIGURA 101 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO BASE RETA – FACE1 (E=78453,2 MPa).....	154
FIGURA 102 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO $i=10^\circ$ – FACE1 (E=78453,2 MPa)	154
FIGURA 103 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO $i=20^\circ$ – FACE1 (E=78453,2 MPa)	155
FIGURA 104 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO $i=30^\circ$ – FACE1 (E=78453,2 MPa)	155
FIGURA 105 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE MAIOR DESCOLAMENTO	157
FIGURA 106 – VISTA GERAL DA USINA HIDRELÉTRICA GOVERNADOR JOSÉ RICHA – BARRAGEM E CASA DE FORÇA	158
FIGURA 107 – SEÇÕES TRANSVERSAIS DA BARRAGEM, SENDO A ESQUERDA UMA JUNTA DE CONTRAÇÃO COMPLETA E A DIREITA UMA JUNTA DE CONTRAÇÃO PARCIAL	160
FIGURA 108 – ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DOS BLOCOS B-5 A B-11 E PERSPECTIVA DA SEÇÃO DA BARRAGEM DO BLOCO B-11	161
FIGURA 109 – ESQUEMA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO BLOCO B-11 DA BARRAGEM DA UHE GJR E LOCALIZAÇÃO DOS INSTRUMENTOS	162
FIGURA 110 – SÉRIES HISTÓRICAS DE FIS3 E FIS7	162
FIGURA 111 – SÉRIES HISTÓRICAS DE FIS4 E FIS7	163
FIGURA 112 – SÉRIES HISTÓRICAS DE TER2, FIS7 E FIS7 (-5S)	163
FIGURA 113 – SÉRIES HISTÓRICAS DE ABERTURA DE JUNTAS ENTRE BLOCOS V5 E V6 DA UHE JOSÉ RICHA	166

LISTA DE TABELAS

QUADRO 1 – FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE À FLUTUAÇÃO.....	72
QUADRO 2 – FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO - ELETROBRÁS.....	73
QUADRO 3 – FATORES DE REDUÇÃO PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE AO ESCORREGAMENTO - ELETROBRÁS	79
QUADRO 4 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À COMPRESSÃO.....	81
QUADRO 5 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À TRAÇÃO	81
QUADRO 6 – MATRIZ EXPERIMENTAL.....	101
QUADRO 7 – MODELOS ESTUDADOS	103
QUADRO 8 – VOLUMES PARA VALIDAÇÃO	113
QUADRO 9 – TENSÕES VERTICAIS PARA MODELO DE FUNDAÇÃO INCLINADA LIMITADA POR PLANO HORIZONTAIS	115
QUADRO 10 – TENSÕES VERTICAIS PARA MODELO COM FUNDAÇÃO SEMI-INFINITA NA OMBREIRA	116
QUADRO 11 – RESUMOS DAS RESULTANTES DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE RETA	132
QUADRO 12 – RESUMOS DAS INTEGRAIS DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE COM INCLINAÇÃO DE 10°	136
QUADRO 13 – RESUMOS DAS INTEGRAIS DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE COM INCLINAÇÃO DE 20°	138
QUADRO 14 – RESUMOS DAS INTEGRAIS DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE COM INCLINAÇÃO DE 30°	140
QUADRO 15 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO	145
QUADRO 16 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO PARA O CONCRETO UTILIZADO.....	145

QUADRO 17 – MÁXIMAS TENSÕES DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO	152
QUADRO 18 – DESLOCAMENTOS FACE 1 PARA $E=78453,2$ MPa	156
QUADRO 19 – DESLOCAMENTOS FACE 1 PARA $E=39226,6$ MPa	156
QUADRO 20 – DESLOCAMENTOS FACE 1 PARA $E=26151,067$ MPa	156

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	Área da seção transversal
a_x	Aceleração Sísmica Horizontal
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica
ANA	Agência Nacional de Águas
B	Largura
c	Coesão
C_e	Coeficiente f (profundidade de água, período de vibração sísmica)
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CCC	Condição de Carregamento de Construção
CCE	Condição de Carregamento Excepcional
CCL	Condição de Carregamento Limite
CCN	Condição de Carregamento Normal
CCR	Concreto Compactado com Rolo
CCV	Concreto Convencional
CIGB	Commission Internationale des Grands Barrages
cm	Centímetro
E	Empuxo
EPE	Empresa de Pesquisa Energética
ELETROBRÁS	Centrais Elétricas Brasileiras S.A.
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
FSD	Fator de Segurança ao Deslizamento

FSD _φ	Fator de minoração da resistência devida ao atrito
FSD _c	Fator de minoração da resistência devida à coesão
FSF	Fator de Segurança à Flutuação
FST	Fator de Segurança ao Tombamento
g	Gravidade
GW	Gigawatt
h	Altura de água
Hdj	Subpressão na linha de drenagem de jusante
Hdm	Subpressão na linha de drenagem de montante
hg	Dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a cota de boca dos drenos
Hj	Altura da coluna de água de jusante
Hm	Altura da coluna de água de montante
i	Gradiente Hidráulico
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto
ICOLD	International Commission on Large Dams
IHA	International Hydropower Association
IPCC	International Panel on Climate Change
k	Coeficiente de permeabilidade
kg	Quilo
kN	Quilonewton
m	Metro
mm	Milímetro
M	Massa da Barragem
MEF	Método dos Elementos Finitos
MME	Ministério de Minas e Energia

MPa	Mega Pascal
MW	Megawatt
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
m/s	Metro por segundo
N	Força normal
N.A.	Nível de água
NBR	Norma Brasileira
P	Peso próprio
PCH	Pequena Central Hidrelétrica
P _{ew}	Carga de água
P _{ex}	Força Sísmica Horizontal
P _s	Força Horizontal de Assoreamento
PNSG	Plano Nacional de Segurança de Barragens
SIPOT	Sistema de Informação do Potencial Hidrelétrico Brasileiro
SNISB	Sistema Nacional de Informação sobre Segurança de Barragens
SISNAMA	Sistema Nacional do Meio Ambiente
TWh	Terawatt/hora
U	Subpressão
UFPR	Universidade Federal do Paraná
UHE	Usina hidrelétrica
USACE	<i>United States Corps Army of Engineers</i>
USBR	<i>United States Department of the Interior Bureau of Reclamation</i>
V	Volume
v	velocidade de percolação

W	Peso da barragem, Módulo de rigidez
WWF	<i>World Wildlife Fund</i>
WCD	<i>World Commissions on Dams</i>
μm	Micrômetro
α	Inclinação da ombreira
γ	Peso específico
γ_{conc}	Peso específico do concreto
$\gamma_{\text{água}}$	Peso específico do água
μ	Subpressão
σ	Tensão Normal no Concreto
σ_e	Tensão normal efetiva
σ_t	Tensão normal total
τ	Tensão Tangencial, Tensão cisalhante
τ_s	Tensão cisalhante resistente
ϕ	Ângulo de atrito
ρ	Peso específico da água
$\sum M_e$	Somatório de todos os momentos estabilizantes em relação ao ponto considerado
$\sum M_t$	Somatório de todos os momentos de tombamento
$\sum U$	Somatório de todos os esforços verticais gerados pela subpressão em uma seção estudada
$\sum V$	Somatório de todas as forças gravitacionais geradas pelo peso próprio e as cargas permanentes mínimas da estrutura
2D	Bidimensional
3D	Tridimensional

SUMÁRIO

TERMO DE APROVAÇÃO	2
AGRADECIMENTOS	3
RESUMO.....	4
ABSTRACT	6
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	14
SUMÁRIO.....	18
1. INTRODUÇÃO.....	20
1.1. OBJETIVO DO TRABALHO.....	22
1.2. HIPÓTESE	22
1.3. LIMITAÇÃO DO TRABALHO	25
1.4. IMPORTÂNCIA DO TRABALHO	26
1.5. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	29
2. BARRAGENS – CONCEITOS INICIAIS E IMPORTÂNCIA	30
3. BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE.....	36
4. CRITÉRIOS DE PROJETO DE BARRAGENS DE CONCRETO A GRAVIDADE 41	
4.1 AÇÕES ATUANTES	44
4.1.1 Peso próprio e sobrecargas	45
4.1.2 Pressões Hidrostáticas	45
4.1.3 Subpressão – Pressão intersticiais no concreto	46
4.1.3.1 Critério Eletrobrás (2003) para Cálculo da Subpressão.....	49
4.1.4 Pressão hidrodinâmica.....	54
4.1.5 Empuxo Devido à Presença de Material Assoreado	54
4.1.6 Ações Sísmicas	55
4.1.7 Efeito térmico	58
4.1.8 Deformação lenta do concreto	63
4.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO.....	66
4.3 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE GLOBAL	70
4.3.1 Segurança à Flutuação	71
4.3.2 Segurança ao Tombamento.....	72

4.3.3	Segurança ao Deslizamento	73
4.3.4	Avaliação das tensões	80
5	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	84
5.1	Utilização do Método dos Elementos Finitos na Análise de Barragens de Concreto à Gravidade	87
5.2	Verificação da Segurança Utilizando Modelos Numéricos	90
5.2.1	Segurança pelo estado limite de ruptura pontual	90
5.2.2	Segurança pelo estado limite de ruptura geral	91
6	ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE BARRAGENS DE CONCRETO A GRAVIDADE	93
7	PROGRAMA DE PESQUISA	98
7.1.1	Descrição do modelo da barragem	101
7.1.2	Validação do modelo	106
7.1.2.1	Comparação do modelo tridimensional com o modelo bidimensional. ...	108
7.1.2.2	Verificação do equilíbrio	112
7.1.2.3	Comparação do modelo tridimensional com ombreira infinita e com ombreira limitada por dois planos horizontais	114
8	ANÁLISE DOS RESULTADOS	117
8.1	ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE AO DESLIZAMENTO	118
8.1.1	Inclinação de 0°	132
8.1.2	Inclinação de 10°	135
8.1.3	Inclinação de 20°	137
8.1.4	Inclinação de 30°	139
8.1.5	Comparação dos resultados entre os quatro modelos analisados	142
8.2	ANÁLISE DOS RESULTADOS QUANTO À TENSÃO NA BASE DA BARRAGEM	144
8.3	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS ATRAVÉS DA COMPARAÇÃO COM COMPORTAMENTO DE BARRAGENS À GRAVIDADE DE CCR EXISTENTES ..	153
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	167
9.1	Conclusões	167
9.2	Sugestões para futuras pesquisas	171
10	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173

1. INTRODUÇÃO

Na primeira década do século XXI, questões como o aproveitamento dos recursos hídricos e geração de energia afiguram-se como temas centrais do desenvolvimento das nações, evidenciando a importância das obras de engenharia civil a elas associadas, com destaque para as barragens. Assiste-se também a uma maior sensibilização das populações para o risco que as barragens representam e para o impacto ambiental associado, sendo assim um tema da sociedade em geral, para além de meramente técnico ou econômico.

As barragens são estruturas que apresentam um risco potencial elevado, motivo pelo qual os regulamentos de segurança prescrevem atividades de acompanhamento e observação, por instrumentação, inspeção visual ou ensaios específicos (BRETAS *et al.*, 2010a)

Segundo Kochen (2009), as rupturas de barragens de concreto quase sempre estão relacionadas com problemas na fundação. Um exemplo de gestão inadequada de ricos geológicos/geotécnicos é o rompimento da barragem de Camará, onde segundo Kanji (2004) houve uma falha na ombreira esquerda, devido a elevada subpressão e baixo ângulo de atrito disponíveis, o que também evidencia que a ruptura se deu pela fundação e não pelo corpo da barragem.

Apesar dos vastos recursos hídricos disponíveis no país, a sociedade organizada apresenta resistência crescente à implantação de empreendimentos hidráulicos, principalmente na área de energia, pressionando a matriz energética pela necessidade de geração térmica, em geral mais cara. Soma-se à essa conjuntura a grande quantidade de obras a fio d'água. As obras chamadas a fio d'água geram energia com o fluxo do rio, com mínimo ou nenhum acúmulo do recurso hídrico, diminuindo as áreas de alagamento e reduzindo o tamanho do reservatório, e com isso não há reserva de energia para os períodos de seca (ANEEL, 2002).

As dificuldades atuais no desenvolvimento dos empreendimentos hidrelétricos são totalmente diferentes das enfrentadas décadas atrás. Hoje os conhecidos riscos técnicos e econômico-financeiros são colocados em igualdade com as questões socioambientais, incluindo o relacionamento com a comunidade, questões culturais e do patrimônio histórico arqueológico (IHA, 2011).

A partir do exposto pode-se afirmar que a sociedade está enfrentando um grande paradoxo, pois há uma grande relutância para que novos empreendimentos hidráulicos sejam construídos enquanto observa-se uma escassez de água e uma possível falta de energia.

Sabendo da necessidade de abastecimento de energia para toda a população brasileira assim como todos os riscos envolvendo os empreendimentos hidráulicos, foi necessária a criação de uma lei de segurança de barragens para que fossem garantidas a manutenção e possível necessidade de contingência de crise ou acidente, Lei 12.334/10, criada em 2010.

Até meados do séc. XIX, o projeto de barragens seguia modelos empíricos em que as secções transversais adotadas apresentavam grande volume, pois seguiam à risca o princípio da contenção do reservatório pela massa da barragem. Com o desenvolvimento tecnológico surgiram os primeiros trabalhos científicos nesta área. Os trabalhos produzidos por Sazilly, Delocre e Rankine devem ser referidos como os mais influentes, pois foram decisivos no desenvolvimento tecnológico, com base num melhor conhecimento da resistência dos materiais, das solicitações e dos mecanismos de ruptura, e assim permitiam obter obras igualmente seguras (BRETAS *et al.*, 2010b).

Com essa evolução, muitos estudos foram feitos, e, juntamente com o progresso tecnológico, novas técnicas foram empregadas, sempre tentando manter a segurança da barragem, ou seja, garantindo sua estabilidade e durabilidade. Os estudos foram voltados tanto para a área dos materiais utilizados, como também para os métodos construtivos e técnicas para aliviar tensões na base.

Pela importância do tema, este trabalho procura estudar os critérios de dimensionamento de barragens, com enfoque nas ombreiras uma vez que essas são negligenciadas nos principais critérios de cálculo, conectando-os aos conceitos físicos existentes e mostrando sua interface com os conceitos de desenvolvimento sustentável. Este estudo é feito via Método dos Elementos Finitos, a partir de um modelo tridimensional elástico linear que permite fazer análises mais profundas, visando avaliar se os modelos usualmente adotados são suficientemente seguros.

1.1. OBJETIVO DO TRABALHO

O objetivo do presente trabalho é estudar os Critérios de Projetos e de Estabilidade nas ombreiras de Barragens de Concreto à Gravidade, avaliando os efeitos dos parâmetros da interface entre concreto e rocha, evidenciando a necessidade de investigações adequadas da fundação e do concreto, analisando os resultados em modelos tridimensionais via Método dos Elementos Finitos.

Sabendo das demandas energéticas futuras, o trabalho pretende incentivar o uso de energias renováveis dando ênfase para as energias de origem hídricas, e assim fomentar o investimento em empreendimentos hidrelétricos apresentando a situação do setor elétrico brasileiro. O trabalho procura também fornecer ferramenta inicial para análise de comportamento de estruturas existentes.

Como objetivo secundário destaca-se uma análise de sensibilidade para avaliar a segurança da barragem variando os parâmetros do modelo geológico-geotécnico.

1.2. HIPÓTESE

Segundo USBR (1976), uma barragem de concreto à gravidade deve ser dimensionada para resistir, com grande margem de segurança, às tensões internas e ao deslizamento nas prováveis superfícies de ruptura. Além dessas análises os critérios de projeto de barragem preveem que a estrutura deve ter sua segurança garantida, também, quanto ao tombamento e à flutuação.

Usualmente as barragens de concreto à gravidade são dimensionadas e verificadas através de métodos analíticos simplificados baseados na teoria do corpo rígido, sendo as tensões verificadas a partir do método de gravidade, que é baseado na teoria clássica da flexão composta da resistência dos materiais, supondo, portanto, material homogêneo, isotrópico, elástico linear e seções planas.

Lombardi (2006) coloca que, geralmente nas análises bidimensionais, a superfície de fundação é considerada horizontal, e, a análise é realizada apenas nas seções consideradas mais críticas, geralmente as mais altas. Porém, muitas vezes a determinação da seção crítica pode ser realizada de maneira equivocada uma vez

que os critérios usuais não levam em consideração os efeitos tridimensionais, sobretudo nas ombreiras.

Mesmo sendo habitual a análise em duas dimensões, sabe-se que barragem é uma estrutura tridimensional, maciça e assentada em uma superfície bastante heterogênea cujo processo de formação é datado de milhares de anos atrás, deixando ainda mais evidente sua não uniformidade.

Soma-se às incertezas apresentadas o fato de estruturas com grandes volumes de concreto apresentarem problemas relacionados a questões de mudança volumétrica, devido a reações do cimento e condições climáticas. O maciço de concreto não pode expandir e se mobilizar livremente quando do efeito térmico, pois há uma restrição ao movimento na interface concreto/rocha na base e nas ombreiras. A vista disso aparecem tensões de tração que podem fissurar o concreto caso elas sejam maiores que sua resistência.

Para evitar o aparecimento de fissuras, são realizadas juntas de contração, e por consequência, cada bloco da barragem é considerado como independente (SUN *et al.*, 2011).

Sendo assim, no caso de uma barragem de concreto à gravidade, há descontinuidade entre os blocos adjacentes, que é garantida pelos métodos construtivos. Para que a segurança da barragem como um todo seja garantida, cada bloco precisa ser verificado levando em conta os efeitos tridimensionais que geralmente degradam os coeficientes de segurança.

Para Eckschmidt e Budweg (1971) há uma imprecisão na determinação dos esforços cortantes e das tensões, causada pela fragilidade das teorias deduzidas para representar o comportamento dos materiais, justamente por se estar lidando com materiais tão heterogêneos. A essas imprecisões também são somadas as simplificações devido às tensões de confinamento, deformações lentas e deformações térmicas. Tais considerações levam a resultados grosseiros que são aceitos mediante utilização de coeficientes de segurança que asseguram estatisticamente a segurança da estrutura.

Consequentemente, como já foi mencionado, na análise mais usual, as ombreiras não são levadas em consideração nos critérios de projeto mesmo que algumas vezes possam apresentar uma inclinação significativa. Segundo Bretas *et al.* (2012) e Lombardi (2006), quando a declividade das ombreiras juntamente com a

declividade natural do terreno, na direção do fluxo, é acrescentada na análise observa-se uma deterioração dos parâmetros de segurança.

A partir do exposto tem-se que as principais análises a serem feitas a fim de garantir a segurança global de uma barragem à gravidade de concreto são a verificação das tensões normais e da análise do cisalhamento sendo que a seção mais crítica é a interface concreto fundação, geralmente. Portanto, sabendo-se que os blocos estão isolados, é preciso que todos garantam as condições de segurança requeridas, pois, para que a barragem seja estável todos os blocos devem sê-lo.

Isto posto, duas hipóteses para garantir a estabilidade global da barragem podem ser levantadas. A primeira é relacionada à capacidade de os blocos isolados conseguirem resistir completamente aos esforços de cisalhamento através da transferência tensões de compressão para a base, gerando atrito e coesão entre materiais. Sendo assim se cada bloco isolado é considerado estável, a segurança da barragem garantida.

Uma segunda hipótese é a possibilidade de transferência de esforços entre os blocos adjacentes. Para que haja o equilíbrio total da estrutura deve-se levar em conta a interação entre os blocos, e para que isso ocorra, deve haver um meio físico de garanti-la. Essa interação pode ser alcançada devido à deformação da barragem, entre elas a deformação lenta, a deformação transversal devido ao coeficiente de Poisson, e deformação gerada pelos carregamentos, pois, uma vez a estrutura deformada, os blocos adjacentes podem acabar se tocando, garantindo assim a transferência dos esforços. Essa análise é muito complexa porque, mesmo que seja constatada a interação entre os blocos, é muito difícil avaliar qual a taxa e área de transferência de esforços. Alternativa para garantir a interação entre os blocos é a existência de um concreto de regularização que permita a transferência de esforços. A execução de chavetas pode facilitar a transferência de cargas assim como a injeção das juntas, porém tais métodos não são muito convencionais no Brasil e, portanto, não serão abordados no trabalho.

Os diversos critérios de verificação de estabilidade limitam as tensões nas barragens de Concreto à Gravidade e estas são relativamente baixas com relação à resistência à compressão do concreto (ELETROBRAS, 2003). É suposto nessa condição que a aproximação pela envoltória de Mohr-Coulomb é adequada para descrição do comportamento do concreto, bem como nessa condição de carregamento o material apresenta comportamento próximo do linear.

Considerando o tempo como variável, o concreto apresenta fluência, efeitos da variação volumétrica gerados pelas reações termogênicas do cimento e alterações geradas pelo histórico da construção.

Com todas essas considerações, faz-se também a hipótese que a utilização do modelo através do Método dos Elementos Finitos permite avaliar o comportamento de Barragens de Concreto à Gravidade, e a interpretação de resultados de estabilidade. Essa hipótese é corroborada por Ruggeri (2004) discutindo a segurança ao deslizamento de barragens existentes, como resultado apresentado do Grupo de Trabalho Europeu, na Conferência Bienal da Sociedade Britânica das Barragens, que na conclusão geral indica que os programas disponíveis de MEF fornecem importantes resultados caso os dados sejam adequados.

1.3. LIMITAÇÃO DO TRABALHO

Os modelos desenvolvidos são elásticos lineares, com módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson típicos de barragens executadas e com dados disponíveis na literatura.

Os blocos são considerados isolados sem interação via travessa ou injeção. Para os parâmetros de fundação, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, são adotados valores existentes na literatura. Também é realizada uma análise de sensibilidade variando os parâmetros mencionados, sendo a interface concreto/rocha tratada conforme as recomendações dos critérios da ELETROBRÁS (2003), USBR (1976) e USACE (1995).

Os ângulos da ombreira são variados da seguinte maneira: 0°, 10°, 20° e 30°.

Os carregamentos de forças sísmicas e deformação lenta do concreto não são levados em consideração. Seus conceitos estão apresentados no presente trabalho, mas, por questões de simplificação e comparação com outros estudos, eles não são envolvidos nas condições de carregamento. Todavia no projeto de uma barragem de concreto a gravidade esses efeitos não devem ser negligenciados uma vez que podem ser determinantes para uma eventual falha da estrutura.

1.4. IMPORTÂNCIA DO TRABALHO

Barragens são meios muito importantes para satisfazer as necessidades de água e energia a longo prazo, e são investimentos estratégicos com a capacidade de oferecer benefícios múltiplos (ANEEL, 2002).

A demanda por água, energia e outros serviços vem aumentando continuamente para suprir o desenvolvimento econômico e melhorar as condições de vida das pessoas.

Atualmente, cerca de 44% de toda a produção mundial de alimentos provém de áreas irrigadas, indicando que a segurança alimentar depende dos empreendimentos hidráulicos (WWF, 2011). Da mesma maneira, segundo ANEEL (2002) a geração hidrelétrica tem garantido, nos últimos anos, a produção de cerca de 90% da energia elétrica produzida no Brasil. Porém, a participação da energia hidráulica e das demais renováveis vem caindo no Brasil.

Em 2013 o decréscimo da participação da energia hidráulica no setor elétrico foi de 5,4%. A diminuição dessa cooperação explica o recuo da participação de renováveis na matriz elétrica, de 84,5% em 2012 para 79,3% (EPE, 2014). Na Figura 1 é apresentado um comparativo entre a matriz energética do ano de 2012 e 2013. Nota-se um aumento de geração das fontes baseadas em derivados de petróleo e gás natural.

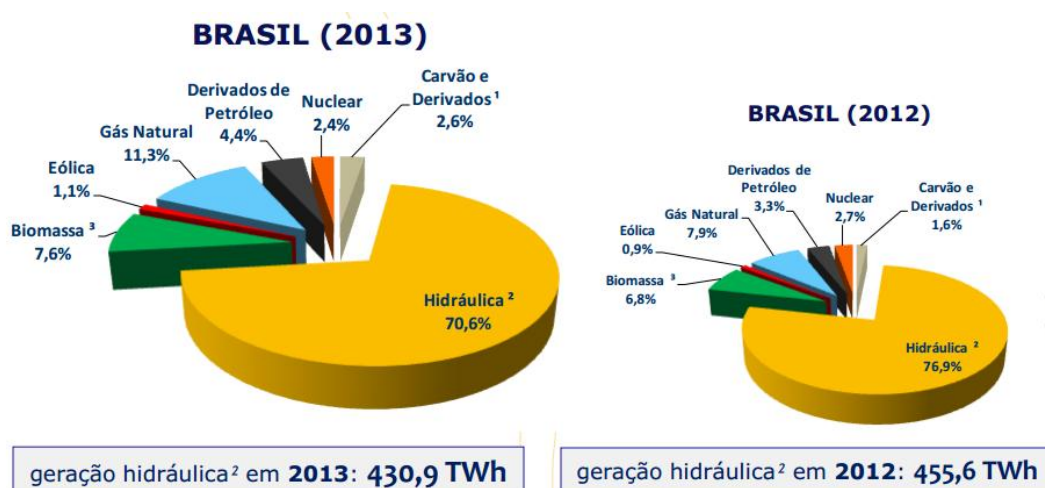


FIGURA 1 – MATRIZ ELÉTRICA BRASILEIRA EM 2012 E 2013
FONTE: EPE (2014)

Gerado pela crise hídrica, e pela construção apenas de usinas a fio d'água, que mantém estacionada a capacidade de reserva, houve um decréscimo significativo

de produção de energia hidráulica na matriz elétrica brasileira, caindo de 70,6% em 2013 para 65,2% em 2014. Assim sendo, a participação de renováveis na matriz caiu para 74,6%, gerando aumento de geração térmica (EPE, 2015).

Na questão abastecimento de água para as aglomerações urbanas, a situação tem-se mostrado crítica nos últimos anos, principalmente no município de São Paulo, que teve um decréscimo de pluviosidade de 30,7% nos últimos dois anos. A questão leva a necessidade de investimento levando em consideração as incertezas no regime hídrico (CERQUEIRA *et al*, 2015; ANA, 2015).

Apesar das políticas governamentais não serem favoráveis ao desenvolvimento de novos empreendimentos hidráulicos, a necessidade da população, segundo Bianchini (2010), evidencia a obrigação da melhoria da infraestrutura, e torna-se cada vez mais importante essa expansão perante a preservação dos recursos ambientais existentes. Cabe à Indústria da Construção Civil fornecer novos produtos para a sociedade, visando diminuir seu impacto. Sendo assim, é grande a necessidade que a evolução técnica e tecnológica se dê na direção de processos sustentáveis, que pode se dar pela melhoria contínua dos novos empreendimentos e pela manutenção adequadas das existentes estendendo sua vida útil.

Segundo Veesaert *et al* (2005), o principal objetivo da segurança de barragens é reduzir os riscos à vida e à propriedade, através de um projeto adequado e com programas de monitoramento e manutenção periódicos.

As principais etapas de projeto de uma barragem de concreto à gravidade são a verificação da estabilidade global e das tensões atuantes ao longo de planos potenciais de ruptura, que podem ser tanto no corpo da barragem, como na interface concreto/rocha ou até mesmo no maciço de fundação.

Segundo Oliveira *et al* (2003), as condições que geralmente definem o tipo de seção de uma barragem devem satisfazer os critérios de desempenho visando assegurar a durabilidade, o uso funcional e a segurança da obra. Stevens e Linard (2002), corroborando com o assunto, acrescentam que a segurança é garantida através de métodos de dimensionamento pautados em probabilidades de ocorrência das cargas consideradas.

O projeto de barragens é muito complexo, pois é baseado em hipóteses simplificadoras e cuja caracterização dos materiais e fenômenos envolvidos é muito

difícil. Desta maneira, o projeto é concebido em cima de muitas incertezas que precisam ser contornadas para que a barragem alcance sua finalidade.

A estas incertezas, estão associadas ameaças. Algumas destas ameaças podem ser quantificadas e tratadas pela metodologia de análise de risco, enquanto outras, de caráter mais subjetivo, ainda não conseguem ser tratadas por esta metodologia de forma direta (MENESCAL *et al.*, 2001).

O dimensionamento de uma barragem de concreto a gravidade é realizado com uma probabilidade de ruína aceita. Segundo Oliveira *et al* (2003) os coeficientes de segurança são reflexo do grau de incertezas, e quanto maior a convicção do funcionamento e da parametrização da estrutura, esses coeficientes podem ser diminuídos, reduzindo o impacto econômico da estrutura.

Por conseguinte, nesse processo é necessário tomar as decisões certas e no momento adequado para que os riscos sejam mitigados. A essa complexidade de projeto é somado a função social de uma barragem. Sendo assim o fator envelhecimento é muito importante, segundo CIGB-ICOLD (2004) as barragens são estruturas que devem ser projetadas com uma grande vida útil, para ter seu funcionamento garantido por vários séculos.

Adjunto a essa conjuntura, Andriolo (2013) acrescenta que se formou um cenário de campo desanimador aos novos engenheiros entre fim dos anos 70 e final dos 80, pois foi um período de pouca realização de obras no Brasil. Consequentemente, houve um decréscimo no âmbito de treinamento e formação de mão-de-obra específica no setor (ANDRIOLO, 2013). Por essas razões novos métodos e análises devem ser desenvolvidos para apoiar o crescimento do país de maneira concisa e segura, assim como o treinamento de novos engenheiros, técnicos e de mão-de-obra em geral.

Segundo um levantamento efetuado em 1983, entre barragens de concreto e alvenaria, 75% dos casos de deterioração que ocasionaram acidentes ocorreram na fundação (BRETAS *et al.*, 2010a). Isto é só uma constatação daquilo que muitas bibliografias citam, que a fundação de uma barragem representa o elo mais fraco na análise de segurança. Para Stevens e Linard (2002), além de deficiências na fundação, o subdimensionamento das estruturas vertentes também é determinante para a falha de uma barragem.

Apesar de não existirem normas exclusivas para barragens, pode-se dizer que as estruturas de concreto devem respeitar as principais recomendações da NBR

6118:2014. Segundo essa norma, uma estrutura de concreto precisa respeitar requisitos de qualidade que por ela são classificados em três grupos: Capacidade Resistente, Desempenho em Serviço e Durabilidade.

“As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil (NBR 6118:2014).”

A maioria dos métodos de cálculo de estabilidade são analíticos, baseados em modelos bidimensionais que geralmente negligenciam os efeitos das inclinações das ombreiras e consideram a barragem como sendo um corpo rígido. Onde as tensões calculadas considerando distribuição linear de tensões na seção da base através do denominado método de gravidade. Jansen (1988) cita que tal método é questionável perto da base da barragem, onde as concentrações de tensões aumentam nos cantos, confirmando, como já foi explanado, que o contato concreto/fundação é um dos principais pontos a serem analisados. Portanto, visando uma análise mais precisa da superfície de possível falha, a análise via MEF pode ser uma ferramenta útil.

Como já foi relatado, os métodos convencionais ignoram os efeitos das declividades assim como os efeitos tridimensionais da barragem, porém tais efeitos degradam os coeficientes de segurança como se pode observar no trabalho de Brunet e Divoux (2003).

Sendo assim o presente trabalho busca uma análise tridimensional de uma barragem de concreto a gravidade via método dos elementos finitos, para que se possa verificar se critérios usualmente utilizados são compatíveis com o nível de tensões e deformações medidos a partir de um modelo tridimensional discretizado.

1.5. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está estruturado, assim, nos seguintes capítulos:

- Capítulo 1 - Introdução;

- Capítulo 2 - Barragens – Conceitos iniciais e importância. Onde se faz uma apresentação sucinta de empreendimentos hidráulicos que possuam barragens.
- Capítulo 3 - Barragem de concreto a gravidade. Neste capítulo são apresentados os principais conceitos sobre as barragens de concreto a gravidade;
- Capítulo 4 - Critérios de projeto de barragens de concreto a gravidade. Neste capítulo serão abordados os critérios de cálculo com ênfase no Critério Eletrobrás (2003);
- Capítulo 5 - Método dos elementos finitos. Neste capítulo será apresentado apenas a conceituação básica de MEF uma vez que não é objetivo do trabalho detalhar o método;
- Capítulo 6 - Análise tridimensional de barragens de concreto a gravidade. Aborda os principais conceitos e efeitos que a análise tridimensional impacta nos coeficientes de segurança;
- Capítulo 7 - Programa de pesquisa. Este capítulo apresentará qual o modelo, as características dos materiais e condições de contorno que serão apresentados no presente trabalho;
- Capítulo 8 - Análise dos resultados;
- Capítulo 9 - Considerações finais;
- Capítulo 10 - Referências bibliográficas.

2. BARRAGENS – CONCEITOS INICIAIS E IMPORTÂNCIA

A necessidade de água, tanto para consumo quanto para irrigação e outros fins não é uma necessidade apenas do homem moderno. Desde os primórdios, essa necessidade caminha junto com a humanidade, e registros históricos sugerem que o uso de barragens para abastecimento de água e irrigação foram mais difundidos a partir de 2000 a.C. Porém os primeiros indícios de engenharia fluvial são as ruínas de

canais de irrigação com mais de oito mil anos, na Mesopotâmia e as primeiras barragens de armazenamento de água foram observadas na Jordânia, Egito e outras partes do Oriente Médio onde foram encontrados restos dessas barragens datadas de pelo menos 3000 a.C. (WCD, 2000).

Historicamente, as barragens têm permitido que as pessoas colem e armazenem água em períodos chuvosos para que possam usá-la nos períodos de seca. Sendo assim, elas têm sido essenciais para o estabelecimento e o sustento de cidades e fazendas, e para o abastecimento de alimentos por meio da irrigação de plantações (ICOLD – CIGB, 2008).

As barragens são definidas como barreiras ou estruturas que cortam córregos, rios ou canais para controlar o fluxo da água, podendo variar desde pequenos maciços de terra até enormes estruturas de concreto (ICOLD – CIGB, 2008).

As necessidades de água e energia obrigam o estudo contínuo de seu comportamento, juntamente das suas principais manifestações patológicas e dos processos de reparo.

Como são parte crítica e essencial de nossa infraestrutura, elas devem cumprir certos requisitos técnicos e administrativos para garantir sua operação segura, eficaz e econômica. Essas constatações podem ser comprovadas pela recente possibilidade de apagões de energia no Brasil devido ao mau planejamento do governo, e também pela forte crise no abastecimento de água em São Paulo (CERQUEIRA, 2015; EPE, 2015).

Segundo Marques Filho (2005) é necessário que continuem os estudos dos materiais e novas técnicas de construção para empreendimentos hidráulicos.

Cabe salientar a importância dos aproveitamentos hidráulicos ligados à energia. O uso da energia hidráulica foi uma das primeiras formas de substituição do trabalho animal pelo mecânico, particularmente para bombeamento de água e moagem de grãos. Entre as características energéticas mais importantes, destacam-se as seguintes: disponibilidade de recursos, facilidade de aproveitamento e, principalmente, seu caráter renovável. A energia hidráulica é proveniente da irradiação solar e da energia potencial gravitacional, através da evaporação, condensação e precipitação da água sobre a superfície terrestre. (ANEEL, 2002).

Considerada como energia renovável, a energia hidráulica é muito interessante por diversos fatores. Além de sua energia ser limpa, as usinas hidrelétricas não consomem a água que move as turbinas, e com isso, após a geração

de energia, ela está disponível para várias outras utilizações essenciais segundo o Internatinal Painel on Climate Change da Organização das Nações Unidas (IPCC, 2012).

Além da vasta rede hidrográfica brasileira, o Brasil ainda conta com grande parte de seu território dominado por terrenos de planalto, o que facilita a implantação de usinas hidrelétricas. O potencial hidrelétrico brasileiro total é de 245.760,37 MW, sendo que apenas 91.392,32 MW estão em operação e outros 14.185,46 estavam em construção em 2014. Sendo assim 57% do potencial brasileiro ainda não foi sido aproveitado (SIPOT, 2014).

Apesar das óbvias vantagens da ampliação do parque hidrelétrico brasileiro, políticas governamentais e resistência da opinião pública estão dificultando cada vez mais a implantação de novas usinas, pois ficam presas em procedimentos burocráticos e licenciamentos que por vezes chegam a mais de uma década para serem aprovados. Conforme apresentado na Figura 2, a ANEEL vem investindo em energias não renováveis e poluentes, sendo que alternativas com um menor impacto ambiental como as PCH's praticamente negligenciadas.

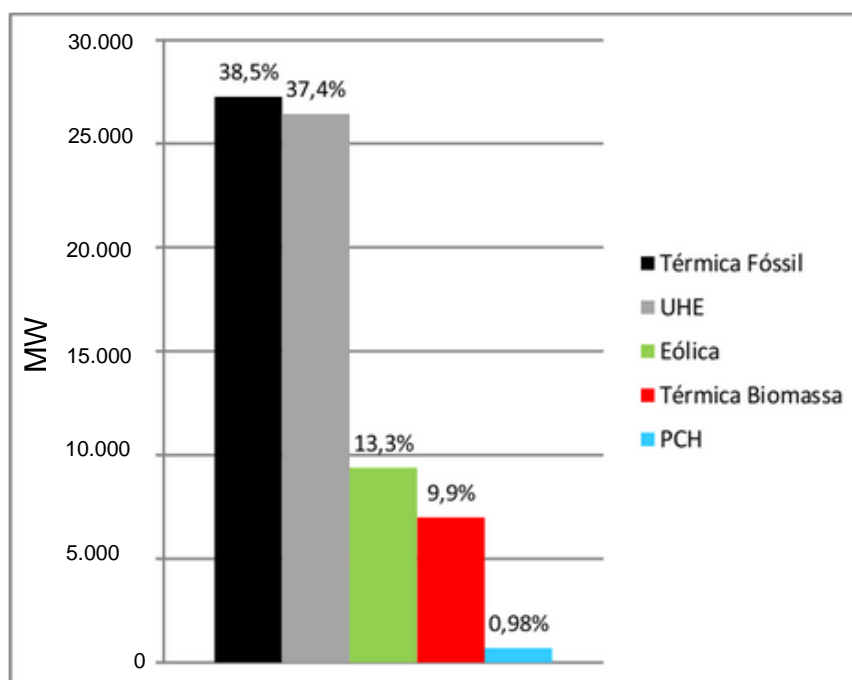


FIGURA 2 – COMPRAS REALIZADAS PELA ANEEL NOS ÚLTIMOS 8 ANOS
FONTE: PUGNALONE (2014)

Quando novos empreendimentos hidrenergéticos não são realizados, é preciso procurar outros tipos de empreendimentos que complementem o fornecimento

para suprir maior demanda, complemento esse que vem principalmente através da energia térmica no Brasil. Segundo Barreiro Junior (2008), os impactos ambientais causados pela operação de usinas térmicas derivam da dispersão de poluentes atmosféricos. A poluição causada por elas é definida como a degradação da qualidade ambiental resultante de sua atividade, sendo assim, a emissão de gases e materiais particulados além de terem efeitos diretos na saúde dos seres vivos causam efeitos nocivos a diversas áreas do ecossistema (BARREIRO JUNIOR, 2008).

Nos últimos anos, o custo da energia elétrica do Brasil vem aumentando consideravelmente devido à expansão relativa de produção de energia térmica (AES ELETROPAULO, 2015; CCEE, 2015).

A partir da constatação de que o desenvolvimento de novos aproveitamentos hidráulicos é vital para manter a coesão do tecido social brasileiro e permitir o crescimento social e econômico do país, há uma necessidade fundamental de se manter os já existentes.

Por diversas vezes o CBDB (Comitê Brasileiro de Barragens), o IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) e a ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) fizeram recomendações de interesse público sobre a gestão de seguranças de barragens no Brasil (MARQUES FILHO, 2012). O documento emitido por essas entidades prevê que o Governo estabeleça um Programa Nacional de Segurança de Barragens no qual os agentes técnicos e financeiros estejam envolvidos assim como os órgãos responsáveis pela outorga, concessão, controle e fiscalização devem aprimorar seus procedimentos. Além dessas sugestões, também se requer que a Defesa Civil intensifique a prevenção de incidentes e acidentes de barragens. Outra proposta muito importante é a de que as Universidades e escolas técnicas adequem seus programas à cultura de segurança de barragens (MEDEIROS, 2009)

Assim sendo, foi criada em 2010 a Lei 12.334/10 que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB). Segundo seu Artigo quinto, a fiscalização da segurança de barragens caberá, sem prejuízo às ações fiscalizatórias dos órgãos ambientais integrantes do Sistema Nacional do Meio Ambiente (Sisnama).

O projeto civil das barragens de concreto é multidisciplinar, envolvendo diversas áreas: a hidrologia, a hidráulica, a mecânica das rochas e a engenharia de estruturas. As barragens são estruturas assimétricas e tridimensionais, construídas a

partir de materiais complexos com propriedades físicas não uniformes e anisotrópicas. Isto reflete na interação da barragem com a sua base e na resposta aos esforços estruturais (NOVAK *et al.*, 2004).

Apesar de serem estruturas tridimensionais, os principais critérios de dimensionamento de barragens são conceituados a partir de modelos bidimensionais simplificados, que assumem a superfície da fundação sendo horizontal. São critérios analíticos e baseados no método do equilíbrio limite. Tais modelos são respaldados pelos coeficientes de segurança atribuídos a cada verificação requerida (ELETROBRAS, 2003).

Apesar da abordagem simplista, estes métodos, bem como as análises da mecânica das estruturas considerando o maciço elástico linear, tem ainda utilidade para avaliação da segurança, onde as variabilidades intrínsecas dos materiais e fundação, erros dos modelos e variações executivas devem ser consideradas. As incertezas provocam diferenças entre o comportamento do modelo e o comportamento real, gerando em uma análise de confiabilidade a limitação da probabilidade de ruína ou sinistro fatal. As recomendações do Australian National Committee on Large Dams e da BC Hydro, indicam probabilidade aceitável entre 10^{-5} e 10^{-6} de ocorrência de falha com perda de vida humana. Esses conceitos indicam a importância da análise contínua da segurança ao longo da vida útil da estrutura, já que o surgimento de manifestações patológicas degrada a segurança e aumenta a probabilidade de ruína (MARQUES FILHO, 2015). Conclui-se a importância do desenvolvimento de ferramentas para a análise da segurança e que com sua sedimentação permitam a avaliação de estruturas existentes para orientar a manutenção civil e assegurar a vida útil necessária.

Caso fosse considerando apenas o aspecto econômico da segurança de uma barragem, seria relativamente fácil determinar valores ótimos de fatores de segurança. Porém como a construção de qualquer barragem envolve sempre riscos a vidas humanas, os aspectos a serem levados em conta a respeito de sua segurança são bastante complexos (ECKSCHMIDT e BUDWEG, 1971). A magnitude do fator de segurança é fator das incertezas que estão envolvidas nos fenômenos internos dos materiais, sendo assim sua utilização se justifica para aumentar o intervalo de confiança e diminuir o risco do colapso da estrutura (LOMBARDI, 1993)

Segundo Gutstein (2011) as principais etapas do projeto estrutural de uma barragem de concreto a gravidade são as verificações da estabilidade global e as

tensões atuantes ao longo dos planos potenciais de ruptura, sejam eles no corpo da barragem, interface concreto/fundação ou até mesmo em planos no maciço rochoso.

Ocorre uma diminuição da força normal e um aumento da subpressão à medida que a superfície de contato vai ficando mais inclinada. Logo, os blocos nas ombreiras são mais suscetíveis à uma eventual falha (LOMBARDI, 1993).

Destarte, fica evidente a importância de se comparar os modelos tridimensionais com aqueles bidimensionais usualmente aplicados, para avaliar se os critérios convencionais são adequados. Além disso, alguns parâmetros fundamentais à segurança de barragens podem ser explicados e considerados de maneira mais clara e completa numa análise 3D. Buscando-se facilidade de cálculo e visualização das deformações, o Método dos Elementos Finitos vem sendo uma ferramenta fundamental nesse tipo de análise.

Segundo Yu *et al.* (2005) a maior vantagem de uma análise pelo método dos elementos finitos é a flexibilidade na modelagem, permitindo que estruturas de geometria e condições geológicas complexas sejam modeladas. O autor ainda acrescenta que alguns programas permitem a incorporação da influência dos procedimentos construtivos na análise.

A análise via MEF também fornece informações mais completas sobre tensões e deformações, tanto no corpo da barragem quando na fundação, e com isso o projeto se torna mais seguro, e a interpretação do comportamento pode se tornar mais clara.

3. BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE

Como já foi apresentado, a humanidade utiliza barragens para sua sobrevivência a vários milênios. Várias soluções para o barramento e criação de reservatórios foram propostas, e com o progresso tecnológico desenvolveram-se as barragens de concreto à gravidade.

As primeiras barragens a gravidade eram construídas em alvenaria. O processo construtivo foi evoluindo, até que os romanos revolucionaram a concepção das barragens a gravidade introduzindo o uso de concreto e cimento pozolânico. A barragem romana mais alta, com mais de 40 metros de altura, manteve o recorde mundial de barragens por 1250 anos, foi construída em 50 d.C. e ainda está de pé (CIGB-ICOLD, 2004).

A utilização do concreto moderno como material de construção de barragens de aproveitamentos hidráulicos ocorre a mais de 120 anos, permitindo a obtenção de um banco de dados confiável sobre o comportamento deste tipo de obra (MARQUES FILHO, 2005).

Nas barragens de concreto a gravidade, grosseiramente, as ações geradas pelo reservatório têm como fator estabilizante o peso próprio da estrutura, utilizando como critério de resistência as envoltórias de Mohr-Coulomb em modelos cujo comportamento predominante pode ser caracterizado grosseiramente por uma seção transversal em balanço (MARQUES FILHO, 2005).

Estão associados volumes expressivos de concreto à essas estruturas, gerando preocupações quanto à fissuração gerada pelos fenômenos termogênicos da hidratação do cimento, cujos malefícios são potencializados na presença da água do reservatório. Na evolução do concreto para utilização em estruturas de grande porte surgiu o conceito de concreto massa, que exige medidas para controlar a geração de calor e a variação de volume decorrente, a fim de minimizar a sua fissuração (PACELLI DE ANDRADE et al., 1997). A presença de fissuras põe em risco à tanto a segurança da barragem como sua durabilidade.

A Figura 3 apresenta uma seção transversal típica de uma barragem à gravidade e Figura 4 uma seção longitudinal.

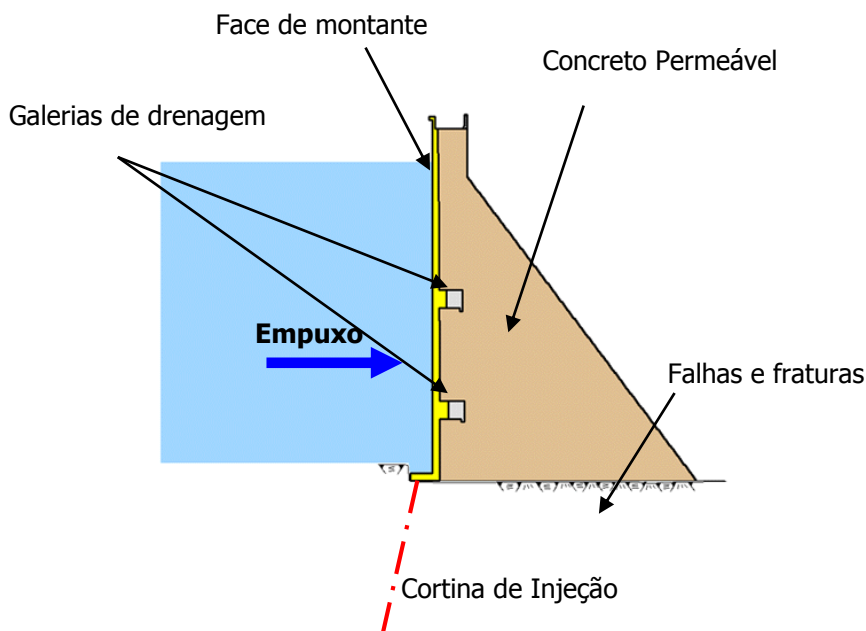


FIGURA 3 – SEÇÃO TÍPICA TRANSVERSAL DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO À GRAVIDADE
FONTE: MARQUES FILHO (2012)

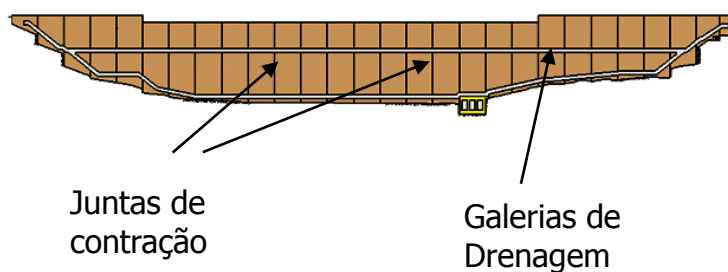


FIGURA 4 – VISTA DE JUSANTE TÍPICA DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO À GRAVIDADE
FONTE: MARQUES FILHO (2012)

Projetistas e construtores de grandes barragens foram os primeiros a reconhecer a importância da elevação da temperatura no concreto devido ao calor de hidratação. O aumento da temperatura é uma consequência direta da evolução do calor de hidratação do cimento e a retração é causada pelo fato do concreto ter a tendência de equiparar sua temperatura com a temperatura ambiente, resultando em um gradiente térmico, sendo um fenômeno reológico decorrente da evaporação da água capilar (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O controle das variações volumétricas é feito através do controle da temperatura de lançamento, cura com pós-refrigeração, dosagens adequadas, limitação da altura das camadas e de seus intervalos de lançamento, e pelo dimensionamento de juntas de contração, que são complementadas por dispositivos de vedação e, quando necessário, chavetas ou almofadas (MARQUES FILHO, 2005).

Os parâmetros básicos que influenciam no projeto e na análise de estruturas de concreto massa em geral são: tipo de cimento (calor de hidratação do cimento); consumo de cimento por m³ de concreto (elevação adiabática da temperatura do concreto); litologia do agregado (difusividade térmica); temperatura ambiente; temperatura de lançamento do concreto fresco; geometria da estrutura de concreto; altura das camadas de concretagem; intervalo de lançamento das camadas de concretagem e transmissão superficial de temperatura (tipo de cura e fôrmas) (FUNAHASHI JÚNIOR; KUPERMAN, 2010, pg 2).

Além dos cuidados com a temperatura Fanelli e Giuseppetti (1990) colocam alguns outros fatores que são determinantes para a garantia da durabilidade e segurança de barragens de concreto a gravidade que, portanto, devem ser incluídos como parâmetros a serem caracterizados e controlados no projeto. São elas a reação álcali agregado e outras reações expansivas, efeito gelo-degelo, recalque diferencial na fundação, contrações nas ombreiras, entre outras.

Muitas desses problemas podem ser potencializados caso a porosidade do concreto seja alta ou a estrutura apresente falhas de execução. Por esse motivo deve-se tomar um cuidado bastante grande tanto na fase de construção, quanto na fase de acompanhamento da obra (VIEIRA JÚNIOR e GONTIJO, 2011).

O concreto utilizado em barragem não precisa apresentar resistências muito altas, pois o principal fator estabilizante de uma barragem, como já foi mencionado, é o peso próprio, e o nível de tensões não é muito elevado. Porém, precisam ter permeabilidade adequada (STEVENS E LINARD, 2002). Além disso, quanto mais resistente o concreto mais cimento é requerido e, portanto, maior será o calor de hidratação.

A integridade estrutural de uma barragem deve ser mantida em toda a gama de circunstâncias ou acontecimentos que podem surgir em serviço. Assim sendo, é necessário um controle de qualidade rigoroso.

O controle de percolação no maciço da barragem é de suma importância. Como já foi discutido, a água é catalizadora de uma série de reações deletérias. Segundo Wendler (2010), esse controle é feito pela adoção de um material com permeabilidade controlada, geralmente o concreto convencional ou mesmo o CCR

com menor permeabilidade, na face de montante da barragem. Marques Filho (2005) acrescenta que, para um concreto convencional, a permeabilidade é diretamente proporcional à relação água/cimento e, como a face de montante requer um material menos poroso, haveria, em tese, um aumento do consumo de cimento. Sendo assim, buscam-se concretos com utilização de adições que resultem num concreto com permeabilidade baixa minimizando os efeitos termogênicos da hidratação do cimento.

O uso de adições pozolânicas proporciona melhor desempenho do ponto de vista mecânico, uma vez que reage com o hidróxido de cálcio presente na pasta, originando estruturas similares ao C-S-H, assim como também permite uma redução da permeabilidade através do refinamento dos poros, efeito filler (MEHTA E MONTEIRO, 2008).

Alternativa para obtenção de um concreto de face menos poroso é a utilização de agregado pulverizado, em substituição à areia ou como adição. Dessa maneira há um melhor fechamento do esqueleto granular, similar àquela do concreto contendo 20% de pozolana. Além do fechamento granular o agregado pulverizado também adentra os poros do concreto e, a partir do efeito filler, torna a estrutura menos porosa (HASPARYK *et al.*, 2002).

Os tipos de concretos que devem ser utilizados numa barragem dependem das necessidades dos projetos e das tensões atuantes. O zoneamento do concreto, ou seja, a divisão dos diversos blocos e dos elementos estruturais em zonas com diferentes resistências dependem dessas necessidades. Em longo prazo, a durabilidade da estrutura se deve ao concreto de face, com baixo coeficiente de permeabilidade, que fica encarregado da estanqueidade (KUPERMAN e CIFU, 2006).

A partir do exposto, é interessante resumir as principais características e cuidados que se devem ter com uma barragem de concreto a gravidade:

- Há interação permanente entre projeto e métodos construtivos, devendo ser utilizado com muito cuidado os equipamentos e materiais;
- O clima interfere na construção e planejamento;
- A estrutura de uma barragem é maciça, sendo assim, o peso próprio e a termogênese do concreto são bastante importantes no projeto;
- Pelos grandes volumes existentes, há uma dificuldade de execução, bem como devem ser tomados cuidados com as reações deletérias;

- O controle de qualidade precisa ser muito rigoroso, pois, além de prazos apertados correlacionados com custo altíssimos, deve-se focar na segurança do processo. Tal controle também é fundamental, pois em barragens de concreto os modelos são complexos, as normas para edificações não se aplicam, as análises de segurança são bastante sofisticadas, assim como a geologia do local interfere com as formas (MARQUES FILHO, 2012).

4. CRITÉRIOS DE PROJETO DE BARRAGENS DE CONCRETO A GRAVIDADE

Como foi discutido nesse trabalho, o projeto de barragens é concebido com muitas incertezas. No entanto, a integridade estrutural de uma barragem deve ser mantida para todas as situações ou acontecimentos que podem surgir em serviço. O arranjo físico da barragem é, portanto, determinado através da análise conjunta de todas as condições de carregamento, devendo a estabilidade do conjunto barragem e fundação ser assegurada em todas as circunstâncias (NOVAK *et al.*, 2004).

Quando as primeiras barragens foram construídas, o único método de avaliação era o do modelo em escala real, ou seja no primeiro enchimento. Não havia concepções teóricas, logo, os projetistas eram guiados por suas intuições e experiências pessoais. As primeiras análises científicas sobre barragens a gravidade foram realizados em 1853 por Sazille utilizando a teoria de Navier. Em 1858, Delocre projetou uma barragem de 50 metros de altura onde as determinações das tensões foram realizadas a partir de um método não muito diferente do utilizado atualmente (CIGB-ICOLD, 2004). Desde então os processos de análise vêm evoluindo, culminando atualmente nas análises via métodos computacionais, sendo possível realizar até análises não-lineares em modelos mais sofisticados.

Para entendimento dos fenômenos envolvidos em obras hidráulicas é necessária uma análise de seus principais componentes em conjunto com todos os carregamentos, incluindo a subpressão. Além disso, outras incógnitas são levadas em consideração no dimensionamento de uma barragem, são elas: o efeito da reação termogênica do cimento; os cuidados com a geometria da estrutura e da fundação para evitar concentração de tensões; o efeito da fluência (MARQUES FILHO, 2011).

Cada local escolhido para uma barragem é único, com condições topográficas, geológicas e hidrológicas particulares. Assim sendo, a concepção de um determinado arranjo é uma arte, normalmente resultado de um processo iterativo, onde várias opções são concebidas, dimensionadas e orçadas para chegar a melhor solução (MME, 2007).

Para que a segurança possa ser garantida de maneira que respeite todos os critérios estabelecidos e, para que todas as parcelas relevantes para o

dimensionamento possam ser levadas em consideração, são necessários vários estudos, assim como um controle rigoroso de todo o processo.

Para uma melhor compreensão do significado da segurança, deve-se entendê-la como sendo a reserva da capacidade suporte em relação ao estado limite, que dispomos quando a estrutura é solicitada nas condições reais (ECKSCHMIDT e BUDWEG, 1971).

Desta maneira, a segurança não deve ser colocada apenas como uma análise de ruptura ou deslizamento, mas também devem ser consideradas nas análises de segurança as condições futuras de operação, incluindo segurança de fissuras, infiltração e envelhecimento (LOMBARDI, 1993).

Na análise de segurança global, a barragem é considerada como corpo rígido e suas seções são consideradas planas. Como já mencionado anteriormente, apesar dos modelos serem complexos, uma avaliação simplificada das condições gerais de estabilidade é possível de ser feita. Nessa análise é verificado se a estrutura está dentro da probabilidade de ruína aceita, para tal, são consideradas configurações de carregamento com diferentes probabilidades de ocorrência.

Para se projetar uma barragem dita segura ou se tentar estimar o quão segura ela é, são necessários diversos estudos envolvendo, por exemplo: a caracterização geológico-geotécnica do local de implantação da obra; a análise hidrológica da região; avaliação das consequências sócio-econômico-ambientais da construção e operação; acompanhamento dos dados de instrumentos de monitoração; cálculo da probabilidade da ocorrência de eventos extremos; e cálculo da probabilidade da ruptura da barragem, incluindo aí o modo de ruptura, a probabilidade de ocorrência e suas consequências (SANCHEZ, 2009).

Sabe-se que, se por ventura houver uma instabilidade, essa ocorrerá em planos potenciais de ruptura. Esses planos geralmente são apresentados por descontinuidades, que podem ser fraturas, falhas, derrames na interface concreto fundação dentre outras coisas. Rocha (1977) apud Gutstein (2003) define que superfícies contínuas de baixa resistência são fraturas ou camadas muito finas de resistência muito menor que do maciço, com dimensões à escala do volume que influencia no comportamento da estrutura.

Cabe salientar a necessidade de que em toda nova obra haja um estudo aprofundado de suas fundações e suas características, pois as rochas, em geral, têm heterogeneidade significativa. Entretanto, como já foi mencionado, existem outros

fatores que podem levar uma obra à ruptura, como picos de vazão devido regimes hidrológicos pouco recorrentes.

No ano de 2014, ocorreram cheias excepcionais no Paraná em relação às observações existentes. No Rio Cavernoso, houve ocorrência da cheia decamilinar, isto é, a cheia de dez mil anos de recorrência considerada no dimensionamento das estruturas vertentes. Supostamente a estrutura chegou ao seu limite de descarga. Por conseguinte, os modelos hidrológicos e hidráulicos devem ser revistos e sempre acompanhados de perto, pois eles são influenciados pelas mudanças climáticas. Sendo assim, os efeitos do possível aquecimento global devem estar sendo sempre revistos, uma vez que podem impactar negativamente, de maneira severa, a segurança das barragens já existentes. Da mesma maneira esses impactos devem ser considerados em novos critérios de projeto (STEVENS E LINAR, 2002).

Em muitos casos, as rupturas podem ser atribuídas não apenas a falhas de projeto, mas também devido à falta de fiscalização durante a construção. Erros podem ser atribuídos à falha humana durante as fases preliminares das investigações para o projeto, dados e critérios de projeto deficientes, fiscalização deficiente; e, na fase pós-construtiva, devido à negligência durante o primeiro enchimento, operação inadequada, monitoramento inadequado e erros de interpretação de dados do monitoramento e devido à operação indevida das estruturas hidráulicas, negligência com manutenção das estruturas e/ou equipamentos hidráulicos (MENESCAL *et al.*, 2001). Destarte, como observado, deve-se ser feita uma análise holística de todo o processo.

Segundo Sarkaria e Andriolo (1995) em obras de barragens a gravidade, as resistências ao cisalhamento são determinantes no material ao invés da resistência à compressão ou tração, excetuando-se as situações onde existam terremotos. Andrade e Afonso (1983) acrescentam que o primeiro objetivo de uma estrutura hidráulica, no que diz respeito ao seu comportamento, é que ela transfira apenas tensões normais de compressão. Sendo assim, os planos de cisalhamento devem ser devidamente considerados. Oliveira *et al* (2003) e Znamesky (2007) também comentam da maior relevância na análise do deslizamento e verificação de tensões.

Não existem normas brasileiras específicas para o projeto de barragens, portanto usam-se critérios reconhecidos internacionalmente que fornecem as diretrizes para o cálculo de uma barragem de concreto à gravidade. No Brasil, utiliza-se também o Critério Eletrobrás que é baseado nas recomendações de dois órgãos

norte-americanos, USBR e USACE, critérios amplamente difundidos em todo o mundo. O presente trabalho será baseado no critério brasileiro, sendo a seguir suas recomendações apresentadas.

4.1 AÇÕES ATUANTES

Alguns carregamentos são mais usualmente considerados no dimensionamento de barragens de concreto à gravidade, contudo todos os fatores que possam algum dia influenciar a estrutura devem ser analisados, pois interferem diretamente na sua segurança e durabilidade. A Figura 5 mostra, esquematicamente, as principais ações atuantes em barragens à gravidade.

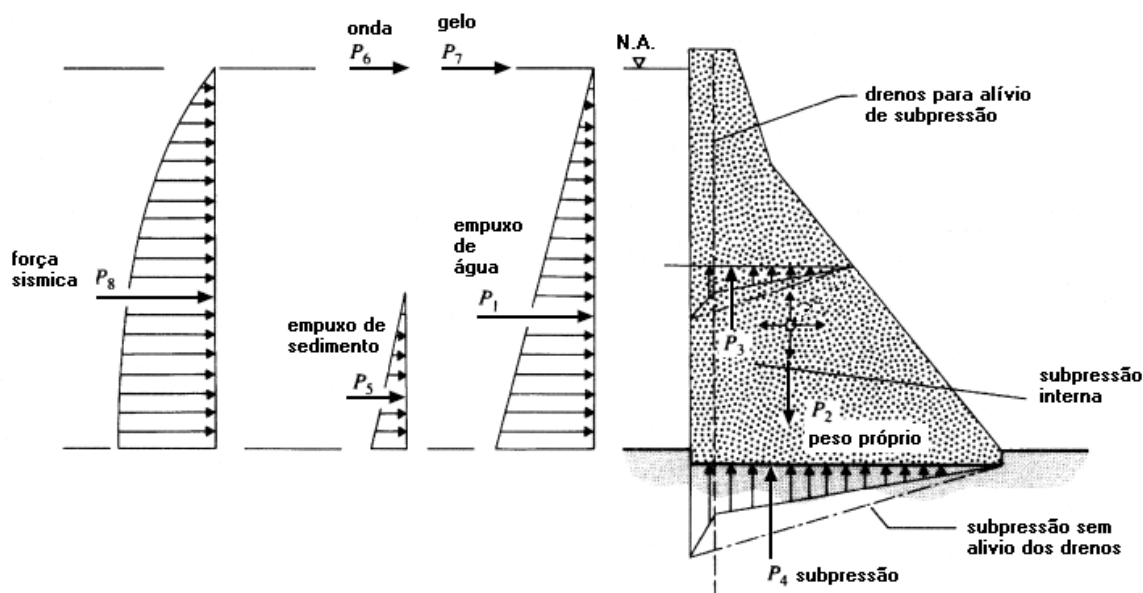


FIGURA 5 – ESQUEMA COM OS PRINCIPAIS CARREGAMENTOS EM BARRAGENS À GRAVIDADE
FONTE: NOVAK *et al.* (2004)

Os carregamentos que devem ser considerados no projeto de uma barragem de concreto a gravidade são listados a seguir.

- Peso próprio e sobrecargas;
- Pressões hidrostáticas;
- Subpressão e pressões intersticiais nos poros de concreto;
- Pressões hidrodinâmicas;
- Empuxos de materiais assoreados;
- Forças sísmicas;

- Efeitos da temperatura;
- Deformação lenta do concreto;

4.1.1 Peso próprio e sobrecargas

O peso próprio de uma barragem de concreto é definido pelo produto do volume da barragem pelo peso específico do concreto utilizado. O peso específico do concreto massa, CCR e convencional, segundo a Eletrobrás (2003), varia entre 21 e 26 kN/m³ em função do agregado aplicado. Apresenta-se a Equação 01 que é a fórmula geral para o cálculo do peso próprio do concreto.

$$P = \gamma_{conc} \times V \quad (01)$$

Onde,

P: Peso próprio da barragem;

V: Volume da estrutura;

γ_{conc} : peso específico do concreto.

A sobrecarga é constituída pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e demais instalações permanentes. Na falta de determinação experimental, deverão ser usados os critérios e valores estabelecidos pela NBR 6120:1980.

As condições de carregamento transitório de construção e/ou de montagem de equipamentos eletromecânicos deverão ser levadas em consideração nos cálculos das peças estruturais.

4.1.2 Pressões Hidrostáticas

Segundo a Eletrobrás (2003), as pressões hidrostáticas são funções lineares dos níveis de água a montante e jusante da estrutura de barramento. São representadas através de diagramas triangulares ou trapezoidais. Para a análise de estabilidade global das estruturas, as cargas hidrostáticas devem ser consideradas como atuando também nas áreas de aberturas. Devido ao seu diagrama linear, o empuxo hidrostático, força resultante das cargas hidrostáticas, é aplicado a 2/3 da altura nível d'água, a partir a cota inferior. Seu valor pode ser obtido através da Equação 02.

$$E = \frac{\gamma_{\text{água}} \times H_{m,j}^2}{2} \times b \quad (02)$$

Onde,

E: Empuxo Hidrostático;

$H_{m,j}$: nível d'água de montante (m) ou nível da água de jusante (j);

$\gamma_{\text{água}}$: peso específico da água.

B: largura da seção. Geralmente toma-se $b=1,0\text{m}$ e calcula-se o empuxo por metro linear.

4.1.3 Subpressão – Pressão intersticiais no concreto

O entendimento da ação da subpressão, no final do século XIX, revolucionou o futuro dos tratamentos de fundações de barragens. A contribuição fundamental foi dada por Lévy, cuja análise da ruptura da barragem de *Bouzey* pôs em evidência a importância da subpressão na estabilidade global dessas estruturas (BRETAS *et al.*, 2010a). Para Cruz e Barbosa (1981) a subpressão é uma das parcelas mais significativas na análise de estabilidade.

De acordo com Levis (2006) “A supressão pode ser entendida como o esforço exercido em uma estrutura ou em sua fundação, no sentido ascendente, em função da pressão decorrente da percolação de água através dos maciços de concreto, rochoso ou de terra”.

Segundo Serafim *apud* Marques Filho (2005) em meios porosos como a rocha e o concreto, a efetividade de aplicação do esforço chega a mais de 90%, ou seja, para a determinação numa seção qualquer da força aplicada pela pressão neutra deve ser considerada 90% de sua área de aplicação. A subpressão atua no alívio do peso da estrutura, de forma a reduzir sua resistência ao deslizamento e levar a estrutura a uma condição menos segura (OLIVEIRA, 2008).

Segundo Guimarães (1988) *apud* Levis (2006) a experiência tem mostrado que a forma do diagrama de subpressão que se estabelece sob o maciço da barragem é função direta da geometria da obra e do esquema de tratamento adotado.

A Figura 6 mostra os principais cuidados tomados no projeto de barragem a gravidade para minimizar a subpressão, como face de permeabilidade controlada, cortina de injeções e cortinas de drenagem.

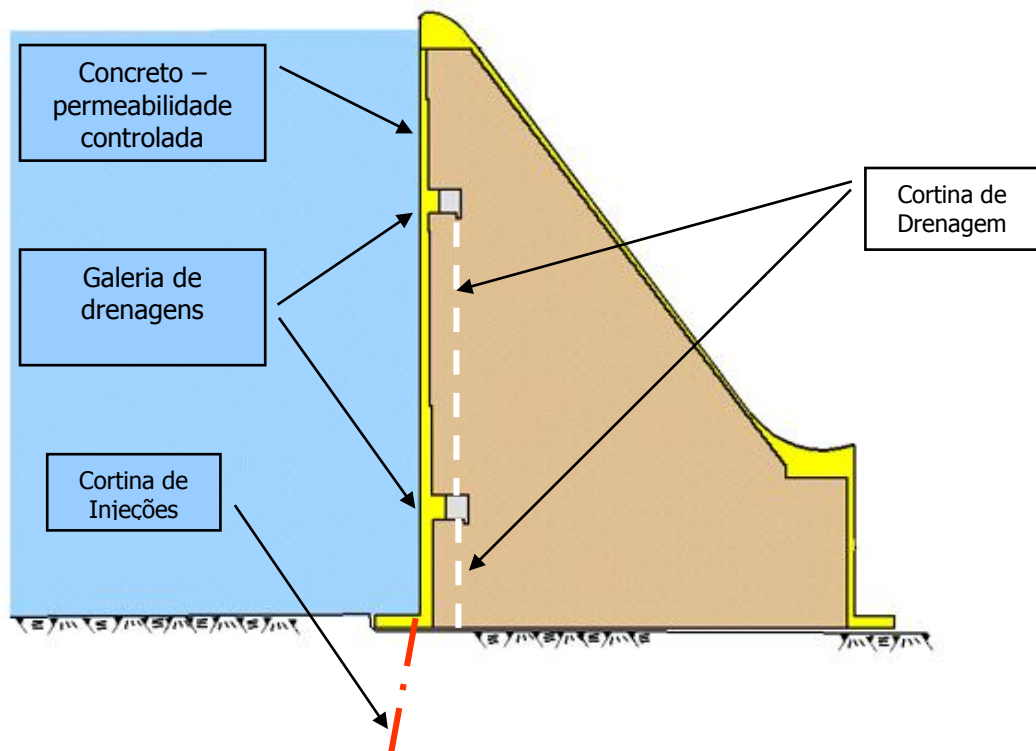


FIGURA 6 – SEÇÃO TÍPICA DE BARRAGEM DE CONCRETO A GRAVIDADE
FONTE: MARQUES FILHO (2012)

Além dos cuidados com a permeabilidade e com a fissuração, são muito importantes as ações para a diminuição dos defeitos de concretagem em obras maciças, cujos casos mais comuns são caminhos preferenciais de percolação gerados por juntas de concretagem mal preparadas, e porosidades geradas por adensamento insuficiente (MARQUES FILHO, 2005). Marques Filho (2005) salienta os ensaios que preconizam a passagem de água sob pressão em corpos-de-prova cilíndricos de concreto, medindo a água percolada e aplicando a Lei de Darcy para corpos porosos.

Darcy mostrou que a velocidade de percolação de água através de solos saturados, que possui uma relação linear entre gradiente hidráulico i e um coeficiente de condutividade hidráulica k (DAS, 2007), dado por:

$$v = k \times i \quad (03)$$

Como já foi discutido no presente trabalho, a face de montante é executada em material menos poroso para minimizar a percolação de água pela barragem, mas existem outros métodos para se aliviar a subpressão.

As cortinas de impermeabilização ou de injeção são realizadas de modo a impedir a circulação de água sob barragens ou outras estruturas, ou apenas reduzi-la até um ponto que possa ser controlada, segura e economicamente, por métodos de drenagem. Tal controle é atingido através da execução de uma ou mais fiadas de furos na fundação de uma barragem, usualmente paralelos ao alinhamento da barragem ou perpendiculares ao sentido de escoamento da água (GAMA, 2012). Ou seja, pode-se limitar a percolação e diminuir a supressão utilizando, concomitantemente à cortina de injeções, cortinas de drenagem.

Segundo Levis (2006), as cortinas de drenagem são constituídas de furos igualmente espaçados e dispostos logo a jusante da cortina de injeção profunda, cujo objetivo consiste em drenar as águas que fluem através do maciço e aliviar as subpressões impostas pela carga hidráulica do reservatório. Além da cortina, é indispensável a presença de drenos que interceptem as fraturas capazes de conduzir água dentro do maciço.

A experiência e as análises de desastres evidenciaram a necessidade de técnicas para aliviar a subpressão e aumentar a segurança da barragem para garantir sua estabilidade. Hoje existem diversos softwares que permitem uma avaliação da subpressão, ou de outra maneira poder-se-ia utilizar redes de fluxo para análise da poropressão.

Segundo Marques Filho (2005), o campo de pressões neutras independe dos esforços internos das estruturas, devendo ser considerado nas análises de equilíbrio interno e externo. Para efeito de análise mecânica surgem os conceitos conforme a Figura 7:

- Tensão total, ou seja, aquela que decorrente do estudo do equilíbrio da seção em estudo;
- Tensão neutra, que corresponde ao campo de tensões gerado pela percolação, que é função única do meio poroso e das condições dos níveis de água às quais o corpo está submetido;

- Tensão efetiva, como aquela realmente aplicada aos pontos materiais componentes da estrutura, sendo numericamente igual à diferença entre tensão total e a tensão ou pressão neutra ou subpressão.

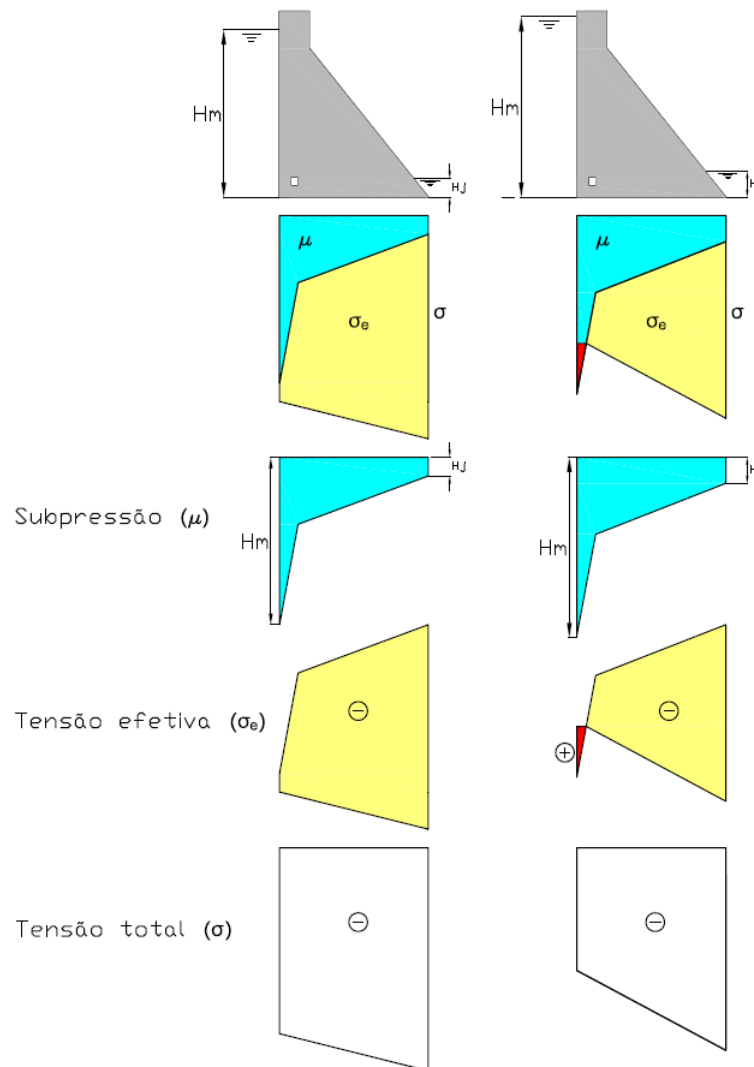


FIGURA 7 – DIAGRAMAS DE TENSÕES EM BARRAGENS DE CONCRETO À GRAVIDADE
FONTE: MARQUES FILHO (2005)

4.1.3.1 Critério Eletrobrás (2003) para Cálculo da Subpressão

Segundo a Eletrobrás (2003), em fundações contínuas, a subpressão deverá ser admitida como atuando sobre toda a área da base, sendo na extremidade de montante a subpressão igual à altura hidrostática montante (H_m), a partir do nível d'água especificado para o reservatório e na extremidade de jusante igual à altura hidrostática de jusante (H_j) a partir do nível d'água especificado a jusante.

Conforme a Eletrobrás (2003), em caso da não existência de drenos ou de drenos inoperantes a subpressão varia linearmente entre os valores de montante e jusante, mostrados na Figura 8.

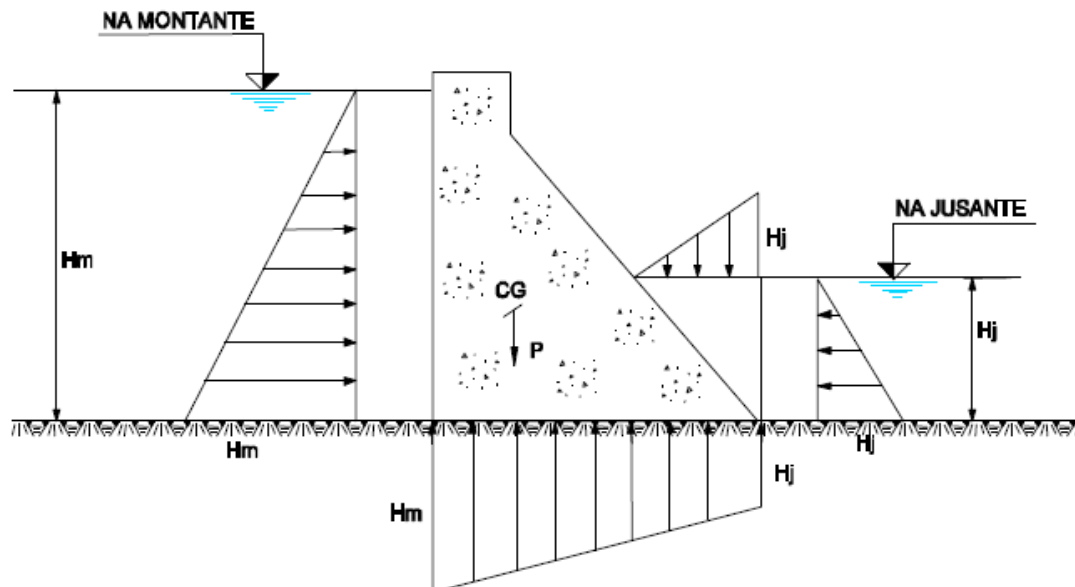


FIGURA 8 – SUBPRESSÃO SEM LINHA DE DRENOS OU DRENOS INOPERANTES E PRESSÕES HIDROSTÁTICAS
 FONTE: ELETROBRÁS (2003)

Na verificação de estabilidade global, nas seções de contato concreto/rocha sempre que surgirem tensões de tração à montante deverá ser admitida abertura de fissura na seção. O critério da Eletrobrás (2003) orienta que no contato aberto o valor da subpressão H_m deverá ser empregado integralmente, variando linearmente até o valor de H_j conforme mostra a Figura 9.

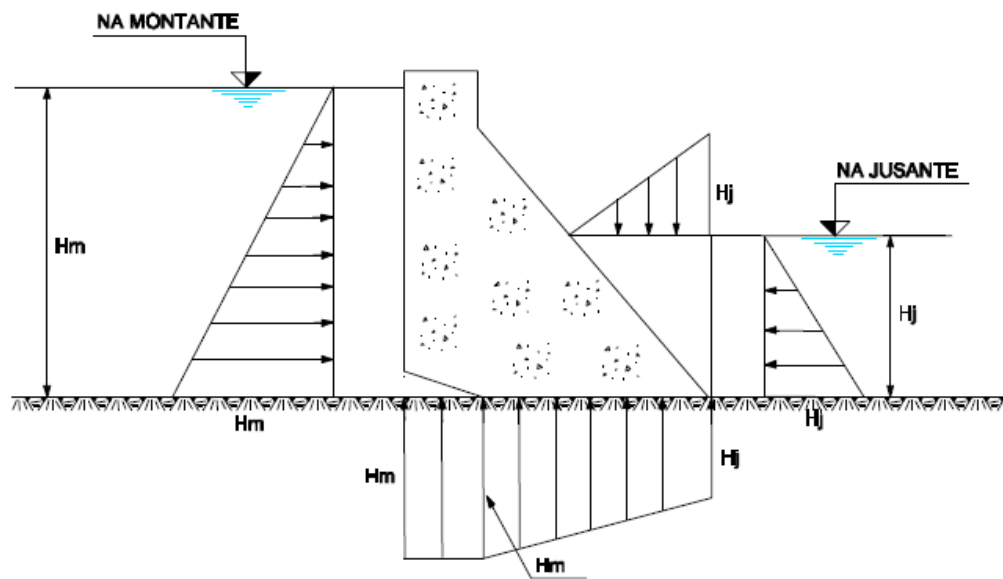


FIGURA 9 – SUBPRESSÃO COM ABERTURA DE FISSURA DEVIDO AO SURGIMENTO DE TENSÕES DE TRAÇÃO E PRESSÕES HIDROSTÁTICAS
 FONTE: ELETROBRÁS (2003)

As galerias de drenagem, quando existirem, estão sempre associadas ao escoamento livre, quer seja por declividade natural ou pela presença de um sistema de bombeamento. Portanto, no interior da mesma a pressão é necessariamente a atmosférica. Será possível observar adiante que há um coeficiente de eficiência no cálculo do alívio provocado pelos drenos, porque mesmo com os drenos operantes pode haver subpressão entre eles (CRUZ e BARBOZA, 1981).

Para o caso em que houver uma linha de drenos operantes e que a cota inferior da galeria de drenagem estiver igual ou abaixo do nível d'água de jusante, a Eletrobrás (2003) estabelece que a subpressão na linha de drenos (H_{dm}) será igual à altura hidrostática correspondente ao nível d'água de jusante (H_j) adicionada de um terço da diferença entre as alturas hidrostáticas a montante (H_m) e a jusante (H_j). A subpressão deverá variar linearmente até a extremidade da base a partir deste ponto, conforme Equação 04.

$$H_{dm} = H_j + \frac{1}{3} \times (H_m - H_j) \quad (04)$$

Onde,

H_{dm} : subpressão na linha de drenagem;

H_m : altura hidrostática à montante;

H_j : altura hidrostática à jusante.

Para o caso em que houver duas linhas de drenos operantes, a Eletrobrás define que as subpressões $H_{dm,j}$ serão calculadas conforme (Equações 06 e 07).

$$H_{dm} = H_m - \frac{2}{3} \times (H_m - H_j) = H_j + \frac{1}{3} \times (H_m - H_j) \quad (06)$$

$$H_{dj} = H_j + \frac{2}{3} \times (h_g - H_j) \quad (07)$$

Onde,

H_{dm} : subpressão na linha de drenagem mais à montante;

H_{dj} : subpressão na linha de drenagem mais à jusante;

H_m : altura hidrostática à montante;

H_j : altura hidrostática à jusante;

h_g : dimensão compreendida entre a cota da linha de interseção dos drenos com o plano de análise e a boca dos drenos.

A Figura 10 também apresenta o diagrama de subpressão com uma linha de drenos operante e a Figura 11, com duas.

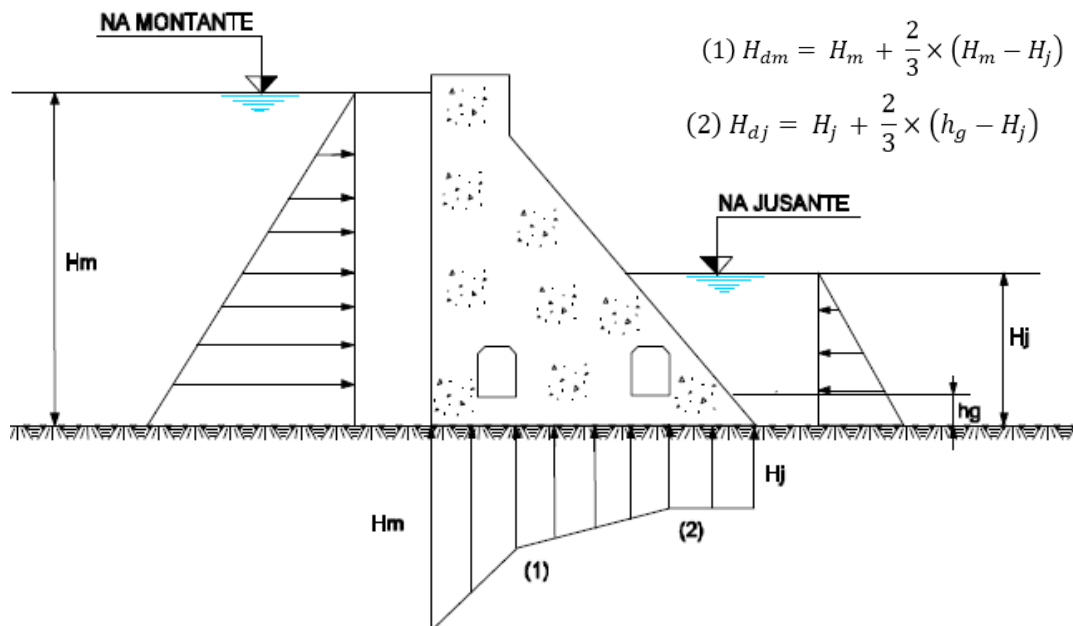


FIGURA 11 – SUBPRESSÃO COM DUAS LINHAS DE DRENOS OPERANTES
FONTE: ELETROBRÁS (2003)

O critério da Eletrobrás (2003) ainda ressalta que para o cálculo de subpressões em seções de concreto as considerações deverão ser as mesmas que as estabelecidas no contato concreto-fundação, sendo admitidos valores de tensões de tração maiores para o caso de seções de concreto.

4.1.4 Pressão hidrodinâmica

As pressões hidrodinâmicas são decorrentes de variações de velocidade, em intensidade e direção, de correntes hídricas como em curvas, reduções etc., consideradas sob regime permanente, nas condições normal e excepcional.

Denominam-se condições normais aquelas que ocorrem na maior parte do tempo, com condições hidrológicas e hidro fluviais normais e funcionamento adequado dos drenos. Já casos excepcionais correspondem a situações com elevado período de retorno, tais como nível de reservatório máximo maximorum e sismos usuais. Esses conceitos serão definidos precisamente, conforme interpretação da Eletrobrás (2003), no item 4.2.

Dentre elas destacam-se as pressões hidrodinâmicas devidas a esforços hidráulicos e devidas a ações sísmicas. Os principais esforços hidráulicos a serem considerados são: pressões hidrodinâmicas devidas ao escoamento superficial, tais como em crista de vertedouros; cargas provenientes de transientes hidráulicos, como cargas devidas ao fechamento ou abertura de comportas/válvulas e devidas a partida ou parada de turbinas.

4.1.5 Empuxo Devido à Presença de Material Assoreado

Segundo a Eletrobrás (2003), caso haja possibilidade de deposição de sedimentos junto ao pé da face de montante da barragem, deverá ser considerado um empuxo resultante, calculado através da formulação de Rankine, que despreza a coesão, como apresentado na Equação 8 e Figura 12.

$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma_{sub} \times (h_s)^2 \times \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi}{1 + \operatorname{sen} \varphi} \quad (8)$$

Onde,

P_s : força horizontal de assoreamento em kN/m;

γ : peso específico do sedimento;

$\gamma_{\text{água}}$: peso específico da água;

γ_{sub} : $\gamma - \gamma_{\text{água}}$;

h_s : altura de cálculo;

ϕ : Ângulo de atrito interno.

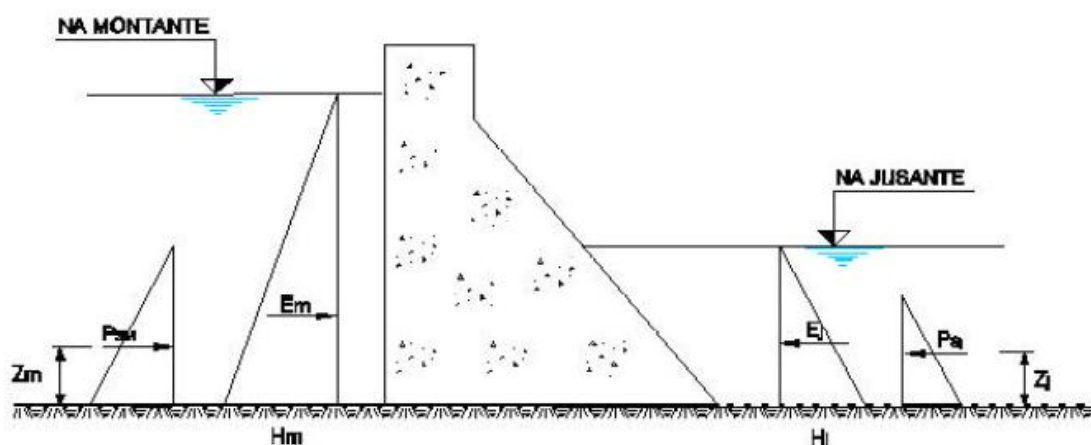


FIGURA 12 – FORÇA DE EMPUXO DEVIDO A SEDIMENTOS NO PÉ DE MONTANTE DA BARRAGEM
FONTE: ELETROBRÁS (2003)

4.1.6 Ações Sísmicas

Valenzuela (1978) comenta que na década de 70 a análise sísmica ganhou força nos projetos de barragens porque sismos moderados e induzidos foram observados de maneira mais acentuada em regiões onde havia barragens. Posto isto, o autor acrescenta que se deva aceitar a possibilidade de ocorrência de um sismo durante a vida útil da barragem, e, portanto, é adotado um método simplificado mediante aceitação de coeficiente de segurança.

Pedroso *et al* (2005) reforçam a ideia de que as análises mais usuais são simplificadas, e acrescentam que existem vários graus de análise sísmica separados em cinco níveis: análise preliminar; método pseudo-estático; método pseudo-dinâmico; análise da história linear do tempo; análise da história não linear no tempo.

Os carregamentos causados pelo sismo devem ser analisados tanto no plano horizontal como no vertical. Entretanto as acelerações sísmicas podem ocorrer em

qualquer direção, e, para fins de dimensionamento, deverá ser tomada a direção mais desfavorável (USACE, 1995).

Segundo Gutstein (2011), para a análise a estabilidade global de estruturas submetidas ao sismo, é usual o emprego de métodos simplificados como a análise pseudo-estática. Nesse método a carga sísmica é tratada como uma força inercial aplicada de maneira estática à estrutura, onde os esforços são de dois tipos: forças inerciais da aceleração da barragem e forças inerciais hidrodinâmicas resultantes da reação do reservatório contra a barragem (USACE, 1995).

Adota-se uma aceleração sísmica característica, multiplicadora da aceleração da gravidade (g), que incorpora à estrutura ações características devido ao terremoto. Segundo Gutstein (2011), a análise quanto ao sismo, na prática, é feita da mesma forma que a adotada para a análise quanto ao sismo induzido pela ação do reservatório, considerando-se as acelerações definidas nos sismos de projeto.

Cadman (1978) apresenta dois problemas do método pseudo-estático: o primeiro é relacionado à análise, pois a mesma não é realista uma vez que as forças sísmicas são dinâmicas; o segundo é consequência do estudo realizado por Seed *et al* (1975) apud Cadman (1978) onde uma barragem atingida por um sismo foi retroanalizada pelo método dinâmico e pelo método estático e o autor chegou à conclusão de que o método estático era menos conservador que o dinâmico.

Apesar desta consideração, o método pseudo-estático é o mais usualmente utilizado. Os esforços inerciais do concreto para acelerações horizontais devem ser determinados segundo a Equação 9.

$$Pe_x = Ma_x = \frac{W}{g} \times \alpha \times g = W \times \alpha \quad (9)$$

Onde,

Pe_x : força sísmica horizontal;

M : massa da barragem;

a_x : aceleração sísmica horizontal;

W : peso da barragem;

g : aceleração da gravidade;

α : coeficiente sísmico.

Segundo Eletrobrás (2003), para estruturas de concreto assente sobre fundações em rocha, deverão ser considerados nos cálculos de estabilidade, os esforços inerciais mínimos de 5% da aceleração da gravidade na direção horizontal e

3% da aceleração da gravidade na direção vertical, aplicados no centro de gravidade da respectiva estrutura, sendo “g” o valor da aceleração da gravidade, Figura 13.

Conforme Valenzuela (1978) a escolha apropriada do valor do coeficiente sísmico é um problema, uma vez que não existe nenhum valor que representa a interação entre a estrutura e a sollicitação e em geral são utilizados valores arbitrários, uma vez que geralmente não existem informações iniciais e pesquisas técnicas geológicas e sísmicas para tais considerações. É importante salientar que o sismo excita tanto a barragem quanto a fundação, de maneira diferentes.

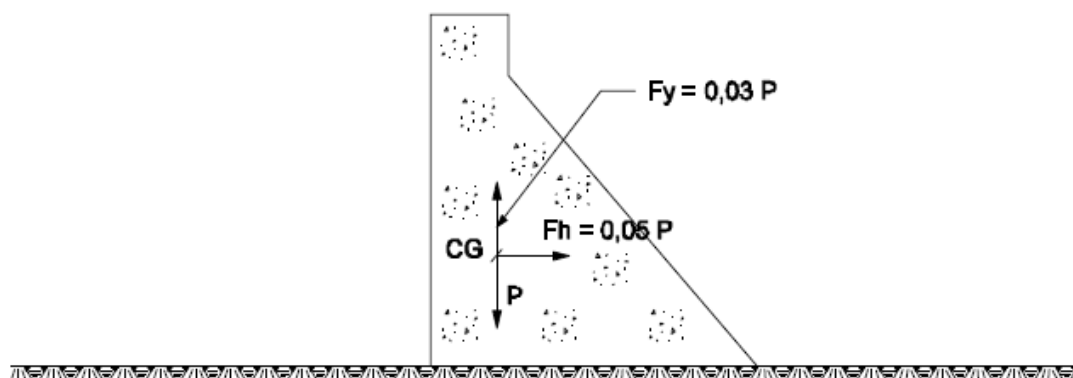


FIGURA 13 – FORÇAS SÍSMICAS NA BARRAGEM
FONTE: ELETROBRÁS (2003)

Gutstein (2011) ainda ressalta que as demais ações devidas a peso próprio sob o plano de análise, também devem ser consideradas, aplicando-se os respectivos esforços inerciais no seu centro de gravidade. É o caso de um eventual peso de água a jusante, que deve ser calculado e aplicado F_y e F_h , que representam as integrais dos esforços na direção normal à seção e na direção paralela à seção respectivamente, no centro de gravidade da figura geométrica que representa a água na região, e assim por diante, considerando a aceleração do projeto em análise.

Para a análise da pressão de água gerada pelo fluído, outros estudos também podem ser feitos baseados em critérios internacionais, apresentados na Figura 14. Entre os critérios internacionais mais conhecidos estão as formulações de Zanger (1953) *apud U. S. Bureau of Reclamation* (1987) e a de Westergaard citada em *U. S. Army Corps of Engineers* (1995). A formulação do método de Westergaard adotado pela Eletrobrás (2003) é apresentada na Equação 10:

$$Pe_w = \frac{2}{3} \times C_e \times \alpha \times y \times \sqrt{hy} \quad (10)$$

Onde,

P_{ew} : carga de água adicional até a profundidade y ;

h : altura total de água.;

C_e : fator dependente principalmente da profundidade da água e do período de vibração sismo (t_e), cuja fórmula para cálculo está apresentada na Equação 11;

$$C_e = \frac{51}{\sqrt{1 - 0,72 \left(\frac{h}{1 \times t_e} \right)^2}} \quad (11)$$

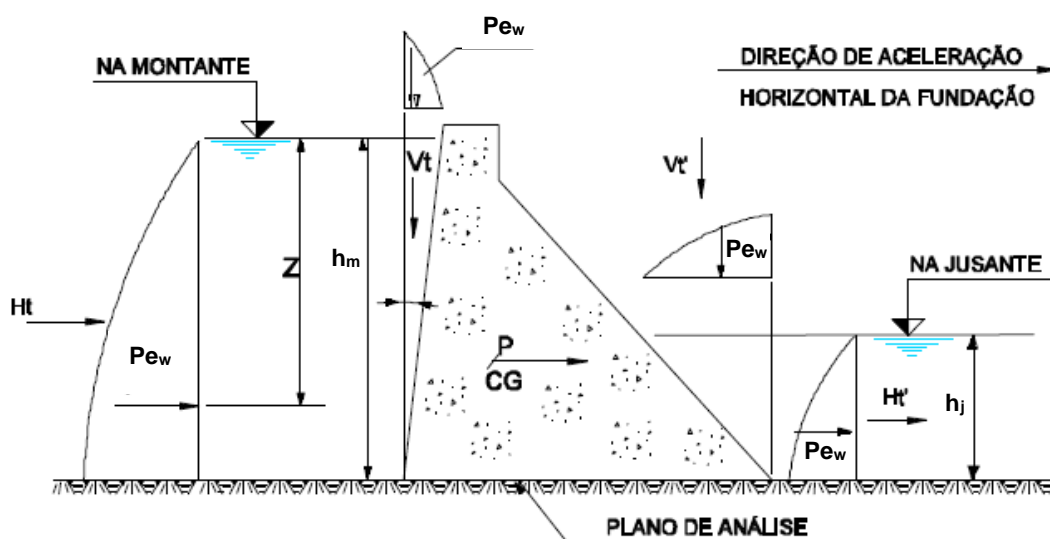


FIGURA 14 – PRESSÕES HIDRODINÂMICAS DEVIDO A AÇÕES SÍSMICAS
FONTE: ELETROBRÁS (2003)

Com os carregamentos pseudo-estáticos, da estrutura e do fluido, as forças devido ao sismo devem ser acrescentadas na análise de estabilidade junto com as demais ações, adicionando-as nas combinações de carregamentos (PEDROSO *et al.*, 2005).

4.1.7 Efeito térmico

O processo construtivo de barragens de concreto é complexo, tendo cronogramas de execução em geral superiores a um ano utilizando a metodologia de execução de camadas de construção sub-horizontais subsequentes. Cada lançamento

efetuado é iniciado durante o processo de endurecimento da camada inferior, desencadeando um aumento contínuo da geração de calor pela reação de hidratação do cimento (MARQUES FILHO, 2005).

A geração de calor não ocorre de modo uniforme em toda estrutura, dessa maneira, em estruturas construídas em camadas, como barragens de concreto à gravidade, existem gradientes de temperatura que geram tensões de origem térmica no concreto (KAVAMURA, 2005).

Os estudos térmicos consistem em análises de temperaturas oriundas da liberação de calor gerada pela hidratação dos compostos do cimento e das tensões geradas pela retração térmica do concreto. Basicamente dividem-se em duas etapas: cálculo das evoluções de temperaturas do concreto e análise das tensões e/ou deformações térmicas resultantes na estrutura quando de seu resfriamento (FUNAHASHI JÚNIOR e KUPERMAN, 2010). Segundo André *et al* (1978) essas variações de temperatura podem ser verificadas anos após a conclusão da obra, e, desta maneira, deve haver um constante monitoramento e avaliação dos reflexos que o aumento de temperatura pode gerar.

O concreto, por causa das reações de hidratação do cimento, pode atingir temperaturas de 40°C a 70°C. Consequentemente, é necessário que as análises garantam tanto a segurança global quanto previnam uma eventual necessidade de manutenção (ISHIKAWA, 1991). Lembrando que algumas reações deletérias podem surgir a altas temperaturas, como a etringita secundária que pode se desenvolver quando o concreto atinge a temperatura de 65°C, a minimização da temperatura é muito importante.

As técnicas mais comuns para minimização da temperatura são descritas pelo USACE (1995) como sendo: controle da espessura da camada; controle do tempo de concretagem entre as camadas; controle da temperatura máxima do concreto ao ser lançado; isolamento da superfície; técnicas de pós-resfriamento (passagem de água em dutos pré instalado na barragem); técnicas de pré resfriamento (utilização de gelo como parte da água de amassamento, resfriamento dos agregados e utilização de nitrogênio líquido). A partir do exposto se faz necessária uma análise econômica para determinar quais métodos são mais adequados para restringir um aumento da temperatura.

Não se pode atribuir os efeitos térmicos no concreto apenas às reações termogênicas do cimento uma vez que a estrutura está exposta a variação climática. À vista disso, os efeitos devem ser somados para um refinamento da análise.

A primeira etapa dos estudos térmicos, cálculo da evolução da temperatura do concreto, é governada pela Equação de Fourier (Souza Lima *et al.*, 1976). Segundo os autores, para um melhor entendimento do proposto por Fourier é necessário o conhecimento dos conceitos básicos de condução, radiação e convecção. Outra característica do concreto, que é de grande importância para a resolução dos problemas, é a elevação adiabática da sua temperatura produzida pela hidratação do cimento. Posto isso, é possível escrever uma equação que representa o calor gerado por unidade de tempo e por unidade de volume do concreto em função da elevação adiabática da temperatura Equação 12 (SOUZA LIMA *et al.*, 1976).

$$w = \beta \times \frac{dQ_h}{dt} \rightarrow w = \rho \times c \times \frac{dT_a}{dt} \quad (12)$$

Onde,

w: grandeza que representa o calor gerado na unidade do tempo por unidade de volume do concreto;

β : consumo de cimento por unidade de volume;

Q_h : calor de hidratação desenvolvido até certa idade;

ρ : densidade do concreto;

c: calor específico do concreto;

t: tempo;

T_a : Elevação adiabática da temperatura.

A Equação de Fourier pode ser escrita conforme a Equação 13:

$$k \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + w = \rho \times c \times \frac{\partial T}{\partial t}$$

Substituindo:

$$\dot{T} = \frac{\partial T}{\partial t}$$

$$\nabla^2 T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}$$

A fórmula se escreve:

$$k \times \nabla^2 T + w = \rho \times c \times \dot{T} \quad (13)$$

Segundo Pacelli *et al.* (1997) é quase impossível determinar a temperatura gerada em protótipos com precisão, pois existe muita variabilidade envolvida no processo. Dentre elas, a troca constante de calor com o ambiente e a própria dinâmica das químicas do concreto que é bastante complexa e evolui com o passar do tempo.

Em seu trabalho, Kavamura (2005) elenca os principais fatores climáticos e construtivos que interferem na propagação da temperatura no maciço de uma barragem de concreto, e que serão listados a seguir:

- Fatores climáticos:
 - Temperatura nas faces e no interior da barragem;
 - Temperatura inicial das misturas do concreto;
 - Radiação solar;
 - Presença de nuvens;
 - Quantidade e distribuição dos agregados;
 - Uso de aditivos;
 - Sazonalidade climática.
- Fatores construtivos:
 - Quantidade e distribuição de água na mistura;
 - Sequência de deposição das camadas na praça de construção;
 - Geometria da base e do bloco;
 - Uso de formas;
 - Espessura e tratamento da camada de preparação;
 - Localização das juntas de contração;
 - Localização de indutores de trinca;
 - Processo de confecção das galerias de drenagem.

Existem vários métodos para o cálculo da evolução da temperatura do concreto, dentre eles destacam-se o método simplificado de Schmidt, o método simplificado de Carlson e o método dos elementos finitos (PACELLI de ANDRADE *et al.*, 1997)

Souza Lima *et al.* (1976) acrescentam que todo cálculo de temperatura e das tensões que sua variação possa causar devem ser estudados juntamente com as

propriedades viscoelásticas do concreto. A segunda etapa dos estudos térmicos, análise das tensões e/ou deformações térmicas resultantes na estrutura quando de seu resfriamento é fundamental para avaliação de um possível quadro de fissuração. Caso não houvesse restrições ao movimento de expansão e retração do concreto, não haveriam problemas de fissuração. Entretanto existem duas condições que causam restrições à variação volumétrica: a interface concreto/rocha; e a interface entre camadas de concreto (NOORZAEI *et al*, 2006).

Existem vários métodos para cálculo das tensões, que como já foi mencionado devem levar em conta o comportamento viscoelástico. As tensões devem ser resistidas com um fator de segurança mínimo, não podendo ser superior à resistência a tração do concreto (PACELLI de ANDRADE *et al.*, 1997).

Um procedimento simplificado é proposto por Raphael e Wilson, e posteriormente complementado por Carlson (ANDRÉ *et al*, 1978). Pacelli de Andrade *et al* (1997) acrescentam que o método dos elementos finitos é o mais recomendado pela possibilidade de trabalhar com estruturas mais complexas.

Nos casos de desenvolvimento real das estruturas de barragens, os principais desafios do projeto de estruturas de concreto massa são a maximização da espessura das camadas de concreto e a minimização do tempo de lançamento entre elas, sem resultar na ocorrência de um quadro fissuratório (FUNAHASHI JÚNIOR e KUPERMAN, 2010).

A Figura 15 apresenta o campo de temperaturas simulado via Método dos Elementos Finitos em seção de barragem de concreto à gravidade da UHE Governador José Richa, localizada no Rio Iguaçu no estado do Paraná.

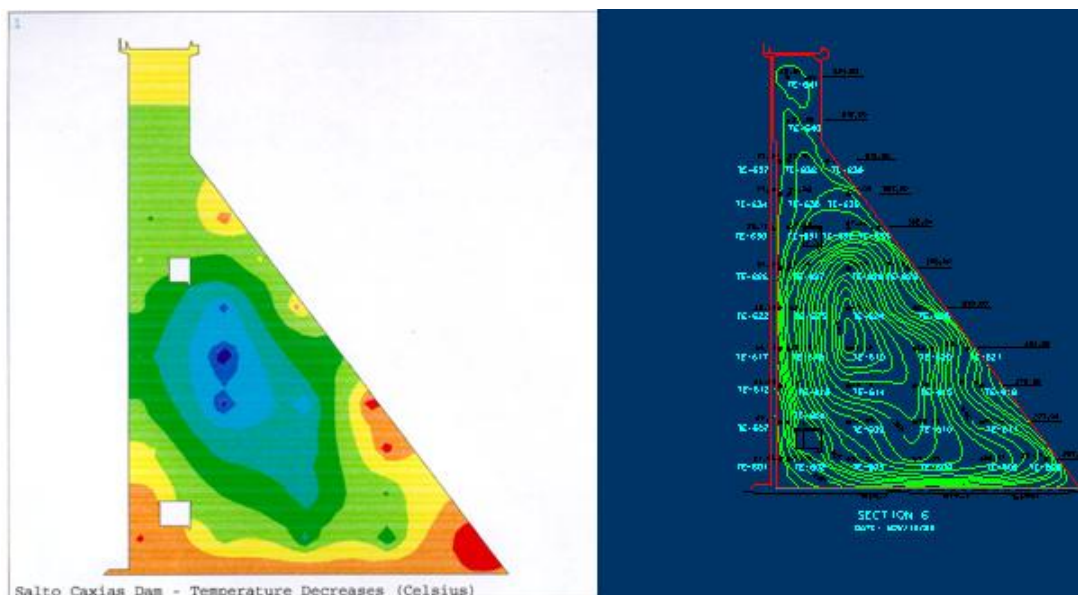


FIGURA 15 – MODELO DE DIMENSIONAMENTO EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA E ANÁLISE GRÁFICA DAS VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS
FONTE: MARQUES FILHO (2012)

4.1.8 Deformação lenta do concreto

Os materiais estruturais como o concreto apresentam deformações no tempo em função da viscosidade, juntamente com deformações elásticas e plásticas e, portanto, é descrito através da conjugação dos três modelos reológicos básicos (SOUZA LIMA *et al.*, 1976).

Fluência é o fenômeno de aumento de deformações ao longo do tempo sob um estado de tensões mantido constante, tendo uma velocidade de deformação do concreto maior no início do carregamento. Mehta e Monteiro (2008) e Pacelli de Andrade *et al.* (1997) apresentam alguns fatores que influenciam na fluência, sendo assim é necessária uma parametrização e uma dosagem adequada para que se possa prever o nível de tensões provocados por essa característica do concreto.

No trabalho de Souza Lima *et al.* (1976) é possível verificar uma extensa dedução matemática da fluência, baseada no modelo viscoelástico de Boltzmann. Os autores comentam que as funções não dependem apenas do tempo decorrido do carregamento, mas também da idade do concreto. Logo, como é amplamente conhecido, já que diversos parâmetros como o módulo de elasticidade e coeficientes de elasticidade variam com o tempo, os processos de análise analítica e numérica são

complexos e trabalhosos, dependendo de caracterização adequada do comportamento do material.

Estruturas concretadas em camadas como é o caso de barragens de concreto a gravidade sofrem um problema típico de fluência, pois, uma vez que cada camada é concretada em épocas diferentes, a estrutura logo que concretada já começa a se deformar, e assim um quadro de tensões começa a se desenvolver no tempo. Desta maneira, os efeitos das diversas camadas devem ser somados para a avaliação correta do efeito da fluência em barragens de concreto. Muitas vezes esse fator é negligenciado nos cálculos. Como ilustração, as Figuras 16, 17 e 18 apresentam o modelo de análise típico que deve ser feito em estruturas concretadas em camada.

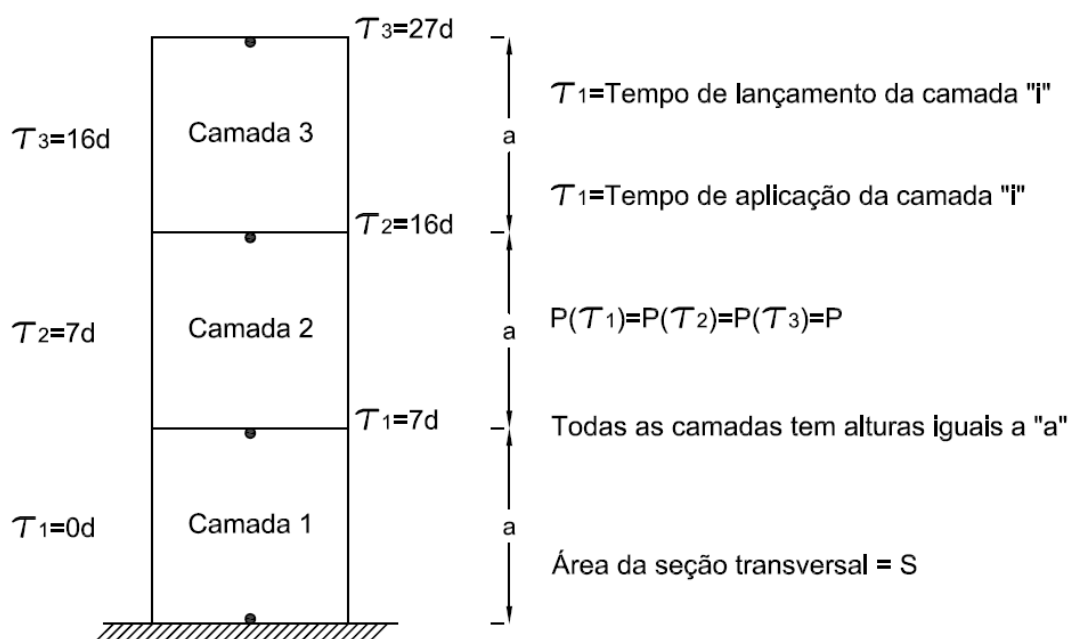


FIGURA 16 – ESTRUTURA ONDE AS TRÊS CAMADAS SÃO LANÇADAS EM ÉPOCAS DISTINTAS
FONTE: SOUZA LIMA *et al* (1976)

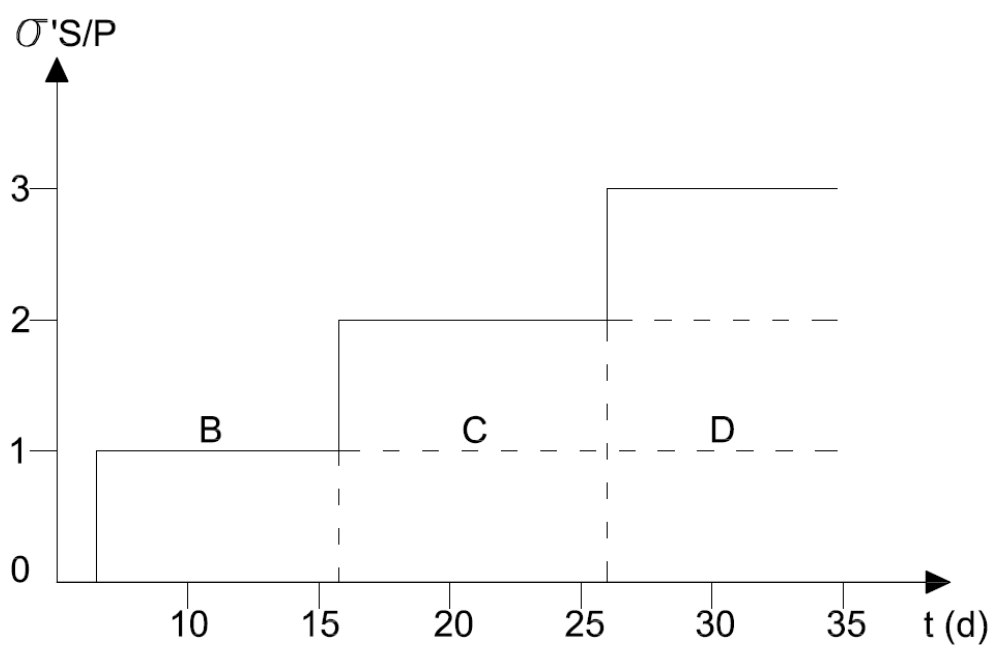


FIGURA 17 – EVOLUÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS COM O TEMPO
 FONTE: SOUZA LIMA *et al* (1976)

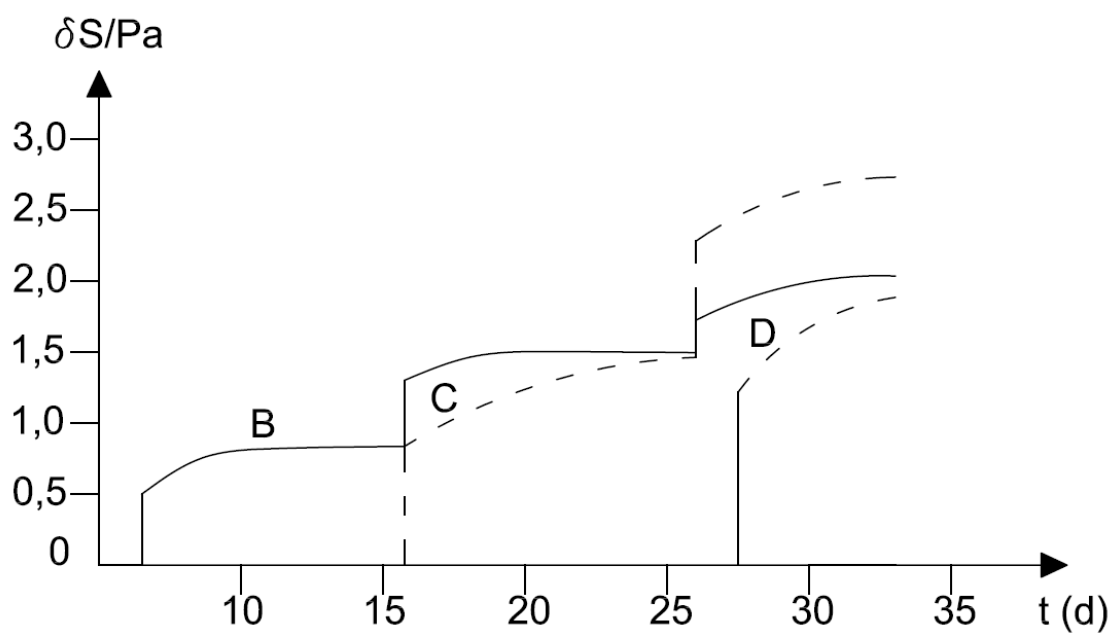


FIGURA 18 – EVOLUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS COM O TEMPO
 FONTE: SOUZA LIMA *et al* (1976)

4.2 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

O manual para Projeto de Usinas Hidrelétricas da Eletrobrás (2003) indica quatro condições de carregamentos para a verificação da estabilidade global das estruturas de concreto e cálculos das tensões:

- Condição de Carregamento Normal (CCN): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, durante a operação normal ou manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais. Algumas possíveis considerações de carregamento são apresentadas a seguir, porém deve se fazer um estudo caso a caso.
 - Peso próprio da estrutura completa e equipamentos;
 - Cargas acidentais e cargas móveis;
 - Cargas relativas a manutenção;
 - Empuxos hidrostáticos variando entre nível máximo normal e mínimo normal, adotando a pior condição de combinação;
 - Subpressão com drenagem operando;
 - Empuxos de aterros, reaterros e assoreamento;
 - Pressões hidrodinâmicas;
 - Pressão intersticial;
 - Esforço devido ao vento;
 - Variações de temperatura e retração do concreto;
 - Ancoragens ativas;
 - Esforços sobre a estrutura de primeiro estágio.
- Condição de Carregamento Excepcional (CCE): Corresponde a uma situação de combinação de ações com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Em geral, estas combinações consideram a ocorrência de somente uma ação

excepcional, tais como, condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc. com as demais ações correspondentes a condição de carregamento normal. Algumas possíveis considerações de carregamento são apresentadas a seguir, porém deve se fazer um estudo caso a caso. As considerações sobre peso próprio da estrutura devem ser as mesmas que foram abordadas no item Condição de Carregamento Normal. Assim, devem ser considerados:

- Empuxos hidrostáticos e subpressão associados ao nível de água (N.A) variando entre o máximo maximorum e mínimo minimorum;
 - Subpressão decorrente de drenagem inoperante ou falhas no sistema de drenagem;
 - Pressão hidrodinâmica devido ação sísmica;
 - Efeito de onda;
- Condição de Carregamento Limite (CCL): Corresponde a uma situação de combinação de ações com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura. Essa combinação considera a ocorrência de pelo menos duas ações excepcionais simultaneamente. As considerações sobre peso próprio da estrutura devem ser as mesmas que foram abordadas no item Condição de Carregamento Normal. Já os carregamentos excepcionais serão considerados os mesmos apresentados no item anterior, porém com pelo menos dois atuantes simultaneamente. Cabe ressaltar que deve-se fazer um estudo caso a caso dos carregamentos a serem considerados.
- Condição de Carregamento de Construção (CCC): Corresponde a todas as combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra. Podem ser devidas a carregamentos de

equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes, e quaisquer outras condições semelhantes, e que ocorram durante períodos curtos em relação à sua vida útil. Algumas possíveis considerações de carregamento são apresentadas a seguir, porém deve ser elaborado um estudo caso a caso.

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas;
- Cargas de equipamento de construção e montagem;
- Cargas devido as ancoragens provisórias ou compactação de aterros e reaterros;
- Cargas devido testes de equipamentos permanentes;
- Cargas hidrostáticas anormais devido esvaziamentos temporários;
- Esforços devido às injeções.

Para os casos de carregamentos de barragens localizadas em regiões sísmicas, são abordados critérios internacionais como os critérios de *U. S. Army Corps of Engineers* (1995) e de *U. S. Bureau of Reclamation* (1976).

O critério de *U. S. Army Corps of Engineers* (1995) inclui as condições básicas de carregamento que consideram os efeitos sísmicos, os quais dependem da magnitude do terremoto e do momento no qual o mesmo é aplicado na estrutura, apresentados nas Figuras 19 a 21.

As condições de carregamentos para verificação quanto aos sismos segundo o *U. S. Army Corps of Engineers* (USACE) são:

- Condição de Carregamento nº 4 (*Load Condition – N° 4 do USACE*) – caso de construção com a consideração do sismo básico de operação (*operation basic earthquake - OBE*);

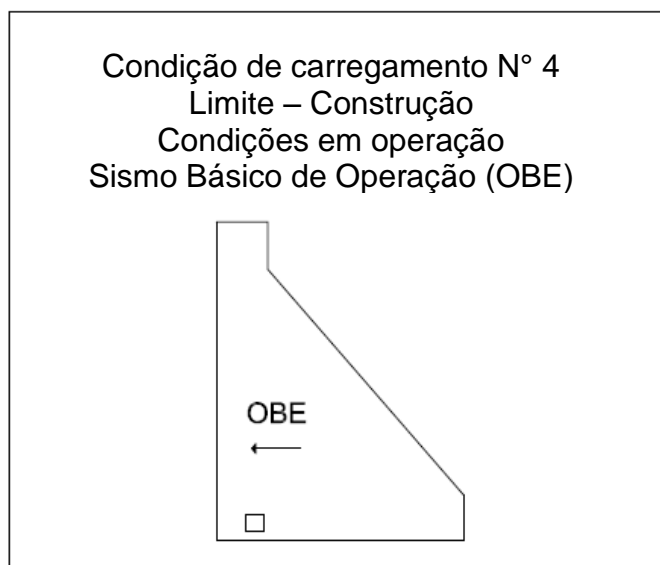


FIGURA 19 – CASO DE CARREGAMENTO N° 4 – CONDIÇÃO LIMITE DE CONSTRUÇÃO - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS

FONTE: U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995)

- Condição de Carregamento nº 5 (*Load Condition – N° 5 do USACE*) – níveis de água normal de operação com o sismo básico de operação (OBE);

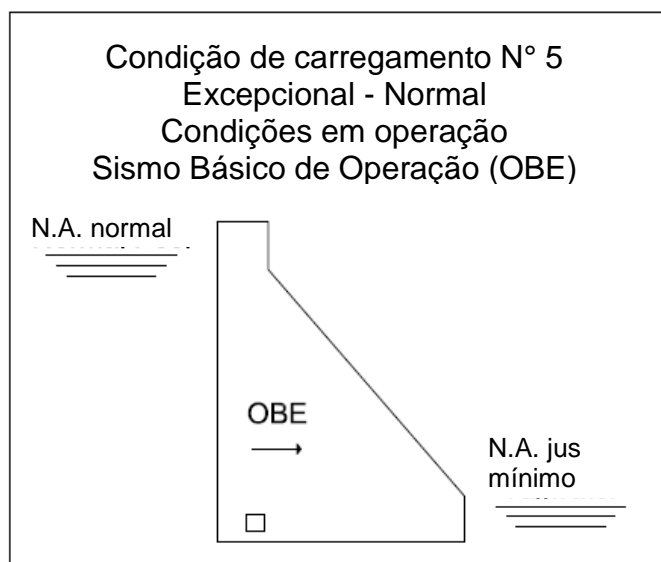


FIGURA 20 – CASO DE CARREGAMENTO N° 5 – CONDIÇÃO EXCEPCIONAL - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS

FONTE: U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995)

- Condição de Carregamento nº 6 (*Load Condition – N° 6 do USACE*) - níveis de água normal de operação com o sismo máximo provável (*maximum credible earthquake - MCE*).

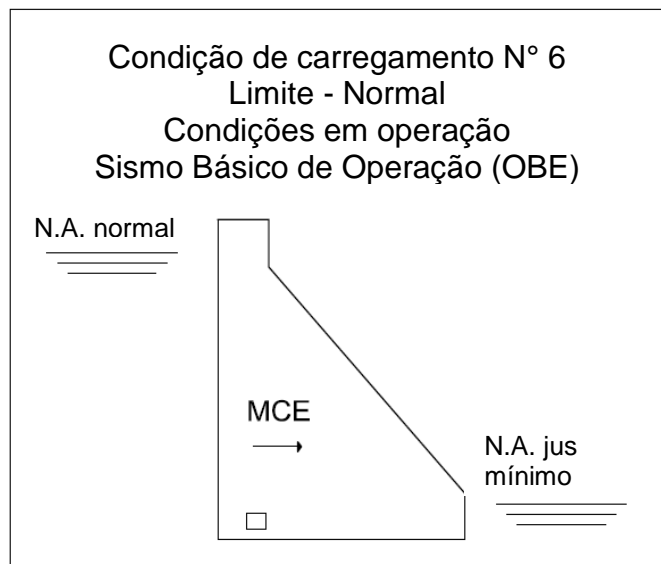


FIGURA 21 – CASO DE CARREGAMENTO N° 6 – CONDIÇÃO LIMITE COM O MÁXIMO TERREMOTO PROVÁVEL - U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995)
 FONTE: U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (1995)

4.3 VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE GLOBAL

Nas verificações de estabilidade global convencionais, a estrutura é admitida como um corpo rígido. As verificações são feitas no sentido de avaliar a movimentação deste corpo, considerando o panorama de tensões nas seções sub-horizontais lineares.

As hipóteses adotadas como diretrizes básicas segundo o manual da Eletrobrás (2003) são:

- Deve-se considerar as tensões naturais de confinamento pré-existente e as pressões de água do subsolo quando tratar-se de análise de estabilidade envolvendo massas de rocha (ELETROBRÁS, 2003);
- Deve-se considerar os resultados de investigações geológicas e geomecânicas (ELETROBRÁS, 2003);
- Deve-se considerar as conformações topográficas do local, principalmente na região das ombreiras (ELETROBRÁS, 2003);
- Deve-se considerar os efeitos de subpressão, conforme critérios já estabelecidos anteriormente, sob e no corpo das estruturas e em massas de rocha (ELETROBRÁS, 2003);

- Deve-se considerar, caso represente a condição mais severa, o carregamento devido à pressão intersticial (ELETROBRÁS, 2003);
- As cargas acidentais de projeto (exceto cargas de equipamento permanentemente fixo) devem ser completamente desprezadas em análise de estabilidade, sempre que as forças verticais atuem como fatores de estabilidade (ELETROBRÁS, 2003).

4.3.1 Segurança à Flutuação

O manual da Eletrobrás de 2003 define um “Fator de Segurança a Flutuação”, que é a relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão, dado pela Equação 14.

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (14)$$

Onde,

FSF: Fator de segurança à flutuação;

$\sum V$: Somatório das forças gravitacionais;

$\sum U$: Somatório das forças de subpressão.

O critério da Eletrobrás ainda estabelece que deverão serem desprezadas quaisquer contribuições favoráveis devidas à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação, na análise de flutuabilidade. As forças verticais deverão incluir as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio de equipamentos permanentes, se instalados, e de lastros (água ou aterro) e sistemas de ancoragem, se utilizados durante determinados estágios da construção. Todas as cargas acidentais deverão ser ignoradas nas verificações de estabilidade. O Quadro 1 apresenta os coeficientes de Segurança preconizados pela Eletrobrás (2003).

Eletrobrás				
Coeficiente de Segurança	Casos de Carregamento			
	Normal	Excepcional	Limite	Construção
FSF	1,3	1,1	1,1	1,2

QUADRO 1 – FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE À FLUTUAÇÃO

FONTE: ELETROBRÁS (2003)

4.3.2 Segurança ao Tombamento

A segurança ao tombamento é calculada segundo a Eletrobrás (2003), considerando o “Fator de Segurança ao Tombamento”. O “Fator de Segurança ao Tombamento” é a relação entre o momento estabilizante (devido ao peso próprio da estrutura, as cargas permanentes mínimas e ao peso próprio dos equipamentos permanentes, se instalados) e o momento de tombamento (devido à atuação de cargas desestabilizantes, tais como, pressão hidrostática, subpressão, empuxos de terra, etc.) em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação, calculado pela Equação 15. O Quadro 2 apresenta os coeficientes de Segurança ao Tombamento recomendados pela Eletrobrás (2003).

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (15)$$

Onde,

FST : Fator de segurança ao tombamento.

$\sum M_e$: Somatório dos momentos estabilizantes atuantes sobre a estrutura;

$\sum M_t$: Somatório dos momentos de tombamento. Deverão ser desprezados os efeitos estabilizantes de coesão e de atrito despertados nas superfícies em contato com a fundação.

Segundo Marques Filho (2005), para barragens, considera-se como ponto natural de rotação o seu pé de jusante. Marques Filho (2005) ainda ressalta que a situação é fictícia, pois antes de qualquer movimento as tensões induzidas levariam a ruptura do material.

Eletrobrás				
Coeficiente de Segurança	Casos de Carregamento			
	Normal	Excepcional	Limite	Construção
FST	1,5	1,2	1,1	1,3

QUADRO 2 – FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE AO TOMBAMENTO - ELETROBRÁS
 FONTE: ELETROBRÁS (2003)

4.3.3 Segurança ao Deslizamento

A fundação de uma barragem representa o elo mais fraco na análise de segurança. Existem muitas incertezas devido ao processo geológico de formação dos solos e rochas, e limitações em seus processos de caracterização mecânica.

Como já abordado no presente trabalho, para diversos autores a verificação ao deslizamento juntamente com a verificação das tensões são os critérios mais importantes para garantir a segurança de barragens à gravidade. Para Znamensky (2007), quando há uma reserva de segurança segundo a condição de deslizamento, um acréscimo do coeficiente de segurança das demais verificações também é observado.

A resistência ao cisalhamento depende dos materiais envolvidos no processo, ou seja, dos parâmetros de resistência do concreto e fundação. Desta maneira, a determinação dessas características deve ser realizada com muita cautela, desde ensaios *in situ* a ensaios laboratoriais. Os principais ensaios a serem realizados são o de ângulo de atrito, tanto dos materiais separados como da interface concreto/fundação, e o ensaio de coesão (ZNAMENSKY, 2007).

Para a verificação da estabilidade das estruturas ao deslizamento (escorregamento), selecionam-se superfícies de ruptura possíveis, incluindo os planos de menor resistência ou submetidos a tensões críticas na estrutura, na fundação e no contato estrutura-fundação, sobre as quais a estrutura possa sofrer movimento de deslizamento como corpo rígido, conforme Figuras 22 a 24.

- Deslizamento na estrutura:

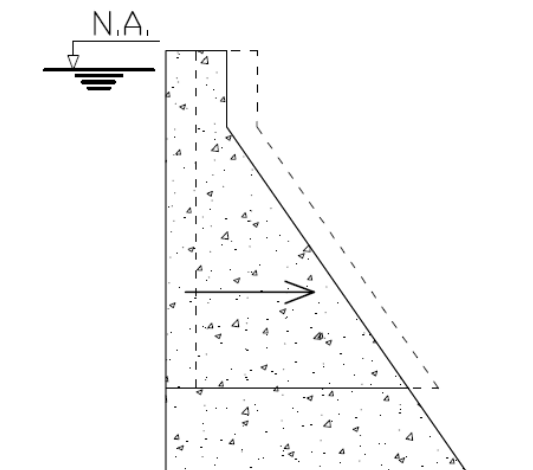


FIGURA 22 – DESLIZAMENTO DE PARTE DA ESTRUTURA
FONTE: O AUTOR

- Deslizamento no contato estrutura/fundação:

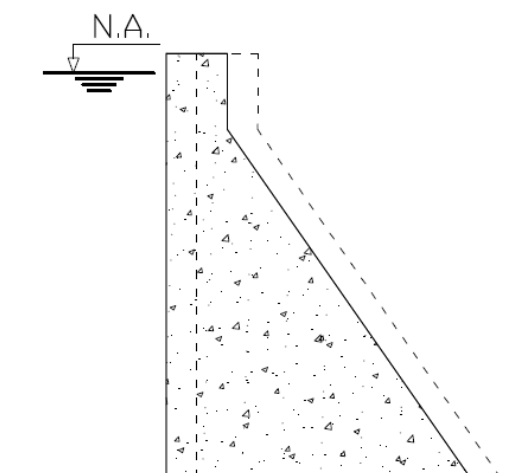


FIGURA 23 – DESLIZAMENTO NO CONTATO ESTRUTURA-FUNDAÇÃO DA BARRAGEM COMO UM TODO
FONTE: O AUTOR

- Deslizamento na fundação:

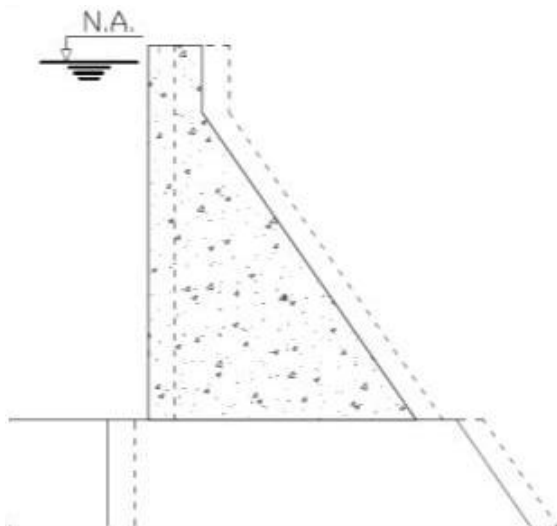


FIGURA 24 – DESLIZAMENTO NA FUNDAÇÃO
FONTE: O AUTOR

A análise de segurança ao deslizamento adotada pelo Manual da Eletrobrás (2003) é uma verificação entre as tensões cisalhantes resistentes e tensões cisalhantes atuantes no plano potencial de ruptura. Os critérios são baseados no método do equilíbrio limite, que permite o cálculo de um coeficiente de segurança mínimo para a superfície analisada. Em vista disso, a escolha da seção crítica para análise deve ser muito criteriosa (USACE, 1995).

Gutstein (2011), reforçando o já mencionado por Marques Filho (2005), comenta que as tensões cisalhantes atuantes são determinadas a partir das forças gravitacionais, subpressões e de empuxos atuantes, sendo calculadas a partir do critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Tomando-se uma linearização por partes da envoltória, nota-se que a resposta do material muda de acordo com o regime e a intensidade das tensões, como pode ser observado na Figura 25. Nessas mudanças, algumas características distintas típicas dos materiais dúcteis e frágeis podem ser identificadas, e resultam em sugestões mais simples de resistência. (PROENÇA, 2004).

Na envoltória linearizada, distinguem-se três trechos:

- No trecho I a ruptura é governada pela resistência à tração pura. Um critério baseado somente nesta condição poderia ser aplicado a materiais frágeis não resistentes à tração (PROENÇA, 2004);

- No trecho II a ruptura é governada pela combinação linear das tensões de cisalhamento e normal, o que se observa em materiais granulares como o enrocamento, por exemplo (PROENÇA, 2004);
- No trecho III observa-se que não há influência de estados hidrostáticos sobre a ruptura, sendo a mesma governada pelo cisalhamento máximo, ou a semi-diferença entre as tensões principais. Um critério com essas características aplica-se aos materiais dúcteis (PROENÇA, 2004).

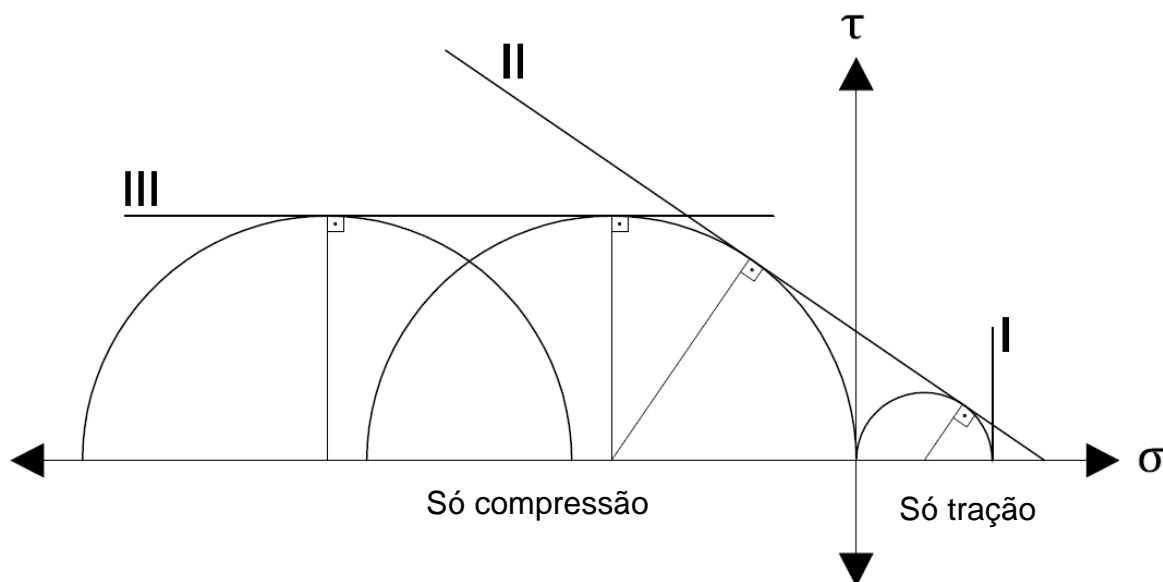


FIGURA 25 – ENVOLTÓRIA LINEARIZADA DOS CÍRCULOS DE MOHR
FONTE: O AUTOR

Conforme Gustein (2011), a teoria de Mohr-Coulomb une a teoria de ruptura de Coulomb com a do círculo de Mohr e permite determinar uma envoltória de resistências para um material. Essa envoltória é baseada nos parâmetros de atrito e de coesão para diferentes níveis de pares de tensão normal (σ) e cisalhante (τ) de ruptura, como notado na Figura 26.

O critério de Mohr-Coulomb deriva da adoção do trecho II da envoltória de Mohr linearizada mostrada em tracejado na Figura 26 como limitante de estados de tensão admissíveis. Portanto, a combinação das tensões normal e de cisalhamento é a responsável pela ruptura (PROENÇA, 2004).

Conforme já mencionado neste documento, como as tensões atuantes nas barragens são relativamente baixas a simplificação adotada não fornece diferenças muito significativas de comportamento.

A seguir, é reproduzida a consideração sobre a envoltória realizado por Gutstein (2011), mostrada na Figura 26.

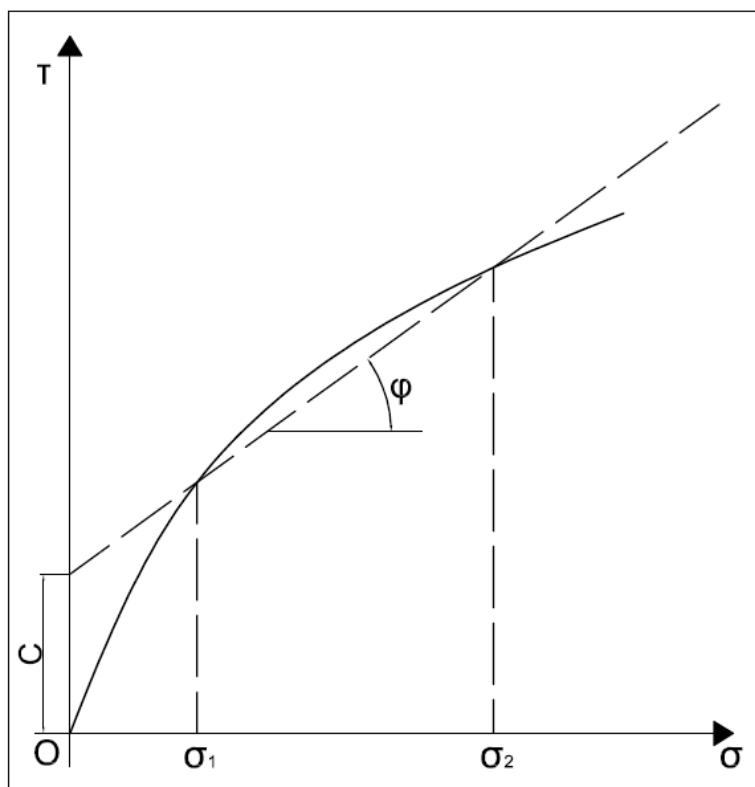


FIGURA 26 – ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA
 FONTE: ROCHA (1981, CITADO POR GUTSTEIN, 2011)

Na (FIGURA 48) é mostrado como se obtém os parâmetros de coesão e de atrito para um dado nível de tensões normais (de σ_1 a σ_2) que seja de interesse para o material em análise, considerando-se que a curva $\tau \times \sigma$ corresponde a envoltória de resistências para um dado material. Essa envoltória é obtida a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo, obtendo-se tensões cisalhantes de ruptura para diferentes níveis de tensões normais. A Equação de Coulomb é obtida a partir da envoltória de ruptura de $\tau \times \sigma$, para a reta pontilhada da (FIGURA 44), em função do atrito (ϕ) e da coesão (c). (GUTSTEIN, 2011, p. 89).

A Equação de Coulomb pode ser escrita conforme Equação 16.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (16)$$

Onde,

τ : Tensão cisalhante;

c : Coesão;

σ : Tensão normal;

ϕ : Ângulo de atrito interno.

Conforme a Eletrobrás (2003), as análises dos fatores de segurança contra o deslizamento deverão incluir a coesão na resistência ao cisalhamento dos materiais rochosos ou no contato concreto-rocha, a menos que as investigações ou condições

existentes no campo indiquem o contrário. Deve-se utilizar como valores básicos os parâmetros geomecânicos extraídos dos resultados de investigações e ensaios preliminares, podendo se adotar, nas fases iniciais de projeto, valores de coesão e do ângulo de atrito para o maciço de fundação e seus planos de descontinuidade, já adotados em outras obras com materiais similares.

Em trechos interceptados por uma superfície de deslizamento onde os parâmetros geomecânicos são diferentes, a segurança ao deslizamento da estrutura deve ser calculada para cada trecho, admitindo-se que há ruptura de cisalhamento nos trechos onde o coeficiente de segurança necessário não é alcançado. Segundo a Eletrobrás (2003), nesse caso deve-se recalcular o trecho admitindo-se que o mesmo não tenha resistência de coesão ($c = 0$), e que seu ângulo de atrito seja o correspondente à condição residual (pós-ruptura).

O manual da Eletrobrás (2003) ainda indica que deverá ser sempre verificada a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais, conforme o nível de solicitação atingido. Esse considera para o cálculo do Fator de Segurança ao Deslizamento duas fórmulas. A Equação 17 deverá ser satisfeita em caso de fundação em material com coesão, e a Equação 18 deverá ser satisfeita em casos com fundação em material sem coesão.

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \times \tan(\varphi_i)}{FSD_\varphi} + \frac{\sum c_i \times A_i}{FSD_c}}{\sum T_i} \geq 1 \quad (17)$$

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \times \tan(\varphi_i)}{FSD_\varphi}}{\sum T_i} \geq 1 \quad (18)$$

Onde,

FSD: Fator de segurança ao deslizamento;

FSD_φ: Fator de redução da resistência ao atrito;

FSD_c: Fator de redução da resistência à coesão;

ΣN_i: Somatório das forças normais à superfície de deslizamento em análise;

φ_i: Ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento em análise;

c_i: Coesão característica ao longo da superfície de deslizamento;

A_i: Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise;

ΣT_i: Somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento.

O Quadro 3 apresenta os valores de FSD_{ϕ} e FSD_c recomendado pela Eletrobrás (2003). Nos casos em que o conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais é precário ou que os parâmetros sejam muito variáveis, o critério Eletrobrás (2003) recomenda adotar os valores mais conservadores apresentados entre parênteses.

Eletrobrás				
Coeficiente de Segurança	Casos de Carregamento			
	Normal	Excepcional	Limite	Construção
FSD_c	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD_{ϕ}	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

QUADRO 3 – FATORES DE REDUÇÃO PARA A ANÁLISE DE ESTABILIDADE AO ESCORREGAMENTO - ELETROBRÁS
FONTE: O AUTOR

O sucesso do emprego do método de equilíbrio limite, está relacionado à escolha da superfície de ruptura como sendo a crítica. Se essa superfície não for a crítica, então o fator de segurança não é o mínimo possível para a estrutura em análise e não é a solução por equilíbrio limite.

O método apresentado é baseado numa análise bidimensional considerando os parâmetros do maciço constante em toda a base, sem levar em conta a deformabilidade da fundação. A deformabilidade pode ser considerada por meio de modelagem computacional pelo Método dos Elementos Finitos, gerando resultados mais precisos. O assunto será tratado no Capítulo 5 do presente trabalho. Segundo o USBR (1987), a resposta da barragem às cargas externas e internas é fundamental para avaliação de sua segurança e por isso a análise das deformações, principalmente as deformações diferenciais, é de suma importância para uma análise completa.

Existem outros dois métodos de verificação do deslizamento, ou ruptura da seção de análise, são eles: a verificação da segurança pelo estado limite de ruptura pontual e a verificação da segurança pelo estado limite de ruptura geral. Ambos os casos serão sucintamente explicados no Capítulo 5.

4.3.4 Avaliação das tensões

Em barragens baixas ou de média altura, sobre maciços rígidos, as tensões normais verticais podem ser calculadas pelo método de gravidade (JANSEN, 1988). O método é baseado em duas suposições: a distribuição de tensões é linear na horizontal; as propriedades elásticas da rocha de fundação e do concreto são semelhantes (VARSHNEY, 1974)

Resumindo, método de gravidade adota a teoria clássica de flexão composta da Resistência dos Materiais, admitindo uma distribuição linear de tensões normais na seção transversal da barragem considerando-a um corpo rígido monolítico.

Deste modo, as tensões máximas na base ou ao longo de juntas de concretagem do concreto da barragem são obtidas junto às faces são calculados a partir da Equação 19:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{N}{l.b} \pm \frac{6M}{l.b^2} \quad (19)$$

Onde:

N: Soma das forças verticais normais à base da fundação;

A: Área da seção na base da fundação,

W: Módulo de rigidez; $W=I/y$, sendo I o momento de inércia e y a distância do centro de gravidade em relação ao ponto onde se deseja calcular as tensões. Para seção simétrica retangular, onde $y = b/2$ e $I = b\ell^3/12 \rightarrow W = \ell b^2/6$;

M: Momento fletor das forças atuantes em relação ao centróide da área;

b: Dimensão da seção na base no sentido transversal;

l: Dimensão da seção da base no sentido longitudinal, usualmente igual a 1m.

Os valores máximos de tensões nas juntas da barragem devem ser comparados com as tensões admissíveis do concreto à tração e à compressão, assim como nos planos de contato concreto-rocha ou de descontinuidades na fundação, comparando-se às resistências dos respectivos materiais. Quando no projeto for encontrada tração no concreto, deve-se desprezar o trecho tracionado na verificação da estabilidade da barragem. Também deve ser verificada a tensão admissível à compressão no maciço de fundação, sendo admitida tração apenas para caso de carregamento excepcional, de maneira a se evitar a abertura de fissuras e aumento de percolação de água. (GUTSTEIN, 2011, p. 96).

As tensões obtidas devem atender aos limites de tensões admissíveis. No contato concreto/rocha as tensões admissíveis do concreto podem ser consideradas como as pré-estabelecidas nos critérios Eletrobrás (2003). Para os casos CCC e CCN

é necessário que a base esteja completamente comprimida, ou seja, que a resultante dos esforços esteja dentro do núcleo central de inércia. Já para os casos CCE e CCL é permitido que parte da base esteja tracionada, permitindo abertura de fissuras, adotando os critérios já citados no item 4.1.3 do presente trabalho. Nos Quadros 4 e 5 são apresentadas as tensões admissíveis à compressão e a tração efetivas, respectivamente.

Caso de carregamento	Tensão admissível à compressão
CCN	$0,50 \times f_{ck}$
CCC	$0,55 \times f_{ck}$
CCE	$0,60 \times f_{ck}$
CCL	$0,65 \times f_{ck}$

QUADRO 4 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À COMPRESSÃO
FONTE: ELETROBRÁS (2003)

Caso de carregamento	Tensão admissível à tração
CCN	$0,050 \times f_{ck}$
CCC	$0,055 \times f_{ck}$
CCE	$0,060 \times f_{ck}$
CCL	$0,065 \times f_{ck}$

QUADRO 5 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À TRAÇÃO
FONTE: ELETROBRÁS (2003)

Oliveira et al. (2003) em seu trabalho, fez uma análise de sensibilidade, variando os parâmetros de geometria de uma barragem de concreto. Os autores chegaram à conclusão que quando a barragem satisfaz o critério de tração nula a segurança ao tombamento e ao deslizamento são garantidas. Sendo assim, essa avaliação é de extrema importância para um dimensionamento adequado.

Segundo o USBR (1976), o método de gravidade é substancialmente correto, exceto em planos horizontais perto da base da barragem. Dessa forma, sempre que for julgado necessário deve-se ser feita uma análise via MEF. Assim como o método de gravidade não apresenta resultados precisos para a interface concreto/fundação onde existem concentrações de tensão, devido ao fato de se assumir a hipótese que a superfície de análise seja plana: a hipótese fica menos precisa, principalmente nas ombreiras das barragens onde há uma dupla inclinação em sua base.

Não obstante às suas imprecisões conceituais, Oliveira *et al.* (2003) comentam que o método gravidade é vantajoso para uma análise preliminar que não requeira grandes sofisticções.

Varshney (1974) faz uma análise de diferentes critérios de cálculos propostos por diferentes autores, e, como conclusão, o autor coloca que todos os métodos convergem soluções semelhantes. Contudo, ao se analisar o trabalho de Brunet e Divoux (2002) pode-se analisar que, ao realizar uma análise tridimensional de uma barragem de concreto a gravidade, há, além da variação das tensões de montante para jusante, uma variação no eixo longitudinal da estrutura, mostrando claramente que os efeitos tridimensionais são importantes numa análise mais precisa.

O USACE (1995) acrescenta ainda que as tensões em barragens de gravidade são analisadas tanto por métodos aproximados quanto pelo Método dos Elementos Finitos, conforme o refinamento do projeto e a configuração da barragem. O Método dos Elementos Finitos, de acordo com *U. S. Army Corps of Engineers* (1995) é utilizado em modelos de análises estáticas lineares, em análises dinâmicas e em análises não-lineares considerando-se a interação entre a barragem e a fundação, ressaltando que a vantagem importante deste método consiste na possibilidade de modelar fundações complexas, envolvendo vários materiais, juntas e fraturas.

Conforme abordado anteriormente, uma análise 2D via método do equilíbrio limite e método de gravidade não fornece nenhuma informação sobre as características dos materiais, muito menos sua deformação, que como já foi discutido é fundamental para uma avaliação correta da estrutura (YU *et al.*, 2005). Oliveira *et al.* (2003) acrescentam que no método tradicional de cálculo a deformabilidade da rocha, não é levada em consideração, e, portanto, as tensões causadas pela rigidez da rocha não são avaliadas.

Essa deformabilidade, segundo Gutstein (2003), é considerada via métodos computacionais, sendo possível a observação mais realista da distribuição e concentração de tensões.

Outra característica observada é o fato da superfície crítica considerada ser a interface concreto rocha da fundação, porém, conforme Yu *et al.* (2005), na análise das ombreiras isso pode não se verificar.

A partir das últimas colocações, o presente trabalho pretende fazer uma análise tridimensional via MEF para avaliar sua compatibilidade com os métodos tradicionais. Deste modo, no Capítulo 5 será introduzido o conceito da utilização de MEF na análise

de barragens de concreto a gravidade e no capítulo 6 os princípios para uma análise 3D.

5 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

A formulação completa do método dos elementos finitos não faz parte do objetivo do presente trabalho, sendo assim serão apresentados sucintamente alguns dos principais conceitos envolvidos, descritos por Soriano (2009). Cabe salientar a diferença entre os modelos matemático, método numérico e modelo numérico, que por muitas vezes podem ser confundidos:

- Modelo matemático é uma formulação que transfere em termos matemáticos o modelo conceitual que representa o comportamento tanto da estrutura quanto da fundação. O modelo matemático é uma expressão que reduz as complexidades da realidade a um conjunto de equações que podem ser tratadas matematicamente;
- Método numérico é usado para resolver o modelo matemático através de uma solução numérica. Geralmente ele possibilita apenas uma aproximação da solução exata;
- Modelo numérico é a solução de um modelo matemático através de um método numérico.

Para superar a intratabilidade de problemas contínuos, vários métodos de discretização foram propostos ao longo do tempo. Todas envolvem uma aproximação que na medida em que os números de variáveis discretas aumentam a análise se aproxima da solução exata (ZIENKIEWICZ E TAYLOR, 2000).

Na área de análise de estruturas, a formulação do MEF pode ser feita a partir do Princípio da Mínima Energia Potencial Total, do Método de Resíduos Ponderados ou do Princípio dos Deslocamentos Virtuais. Usam-se os conceitos de “discretização” do contínuo e de “matriz de interpolação” que fornecem os deslocamentos em um ponto interior do elemento em função de seus deslocamentos nodais. O termo “discretização” refere-se a um modelo com um número finito de incógnitas para a análise de meios contínuos, em contraposição à análise com um número infinito de variáveis como as feitas pela Teoria da Elasticidade que usam funções contínuas (VAZ, 2011).

A partir do exposto, tem-se que o MEF é um método aproximado que substitui os infinitos graus de liberdade de um modelo contínuo por um número finito de graus de liberdade em pontos elencados buscando soluções aproximadas a partir de

simulação numérica. A FIGURA 27 apresenta o esquema de análise de um sistema físico via MEF.

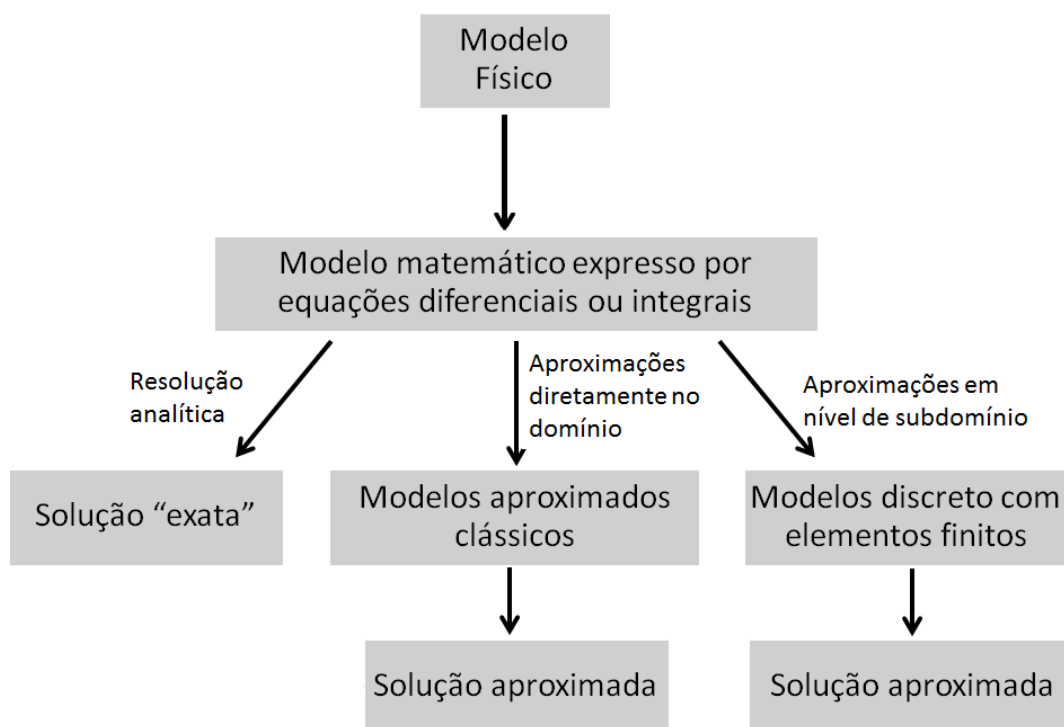


FIGURA 27 – ESQUEMA DE ANÁLISE DE UM SISTEMA FÍSICO IDEALIZADO COMO CONTÍNUO
 FONTE: SORIANO (2009)

Os elementos finitos podem ser uni, bi e tridimensionais, de variadas formas e padrões, e com números distintos de pontos nodais em suas faces, assim como com diferentes números e tipos de graus de liberdade por ponto nodal. Além disso, existem elementos especiais para simular comportamentos físicos particulares, como de placas e cascas laminadas, de fratura, de contato, de concreto armado e de domínios semi-infinitos (SORIANO, 2009).

As formulações clássicas do Método dos Elementos Finitos podem ser de três tipos: formulações em deslocamentos, em tensões ou mistas (OLIVEIRA, 2000).

Segundo Gutstein (2011), a aproximação numérica do MEF para a resolução das equações diferenciais, é influenciada principalmente pela forma de discretização da estrutura, ou seja, pelo refinamento da malha. O refinamento da malha é fundamental na análise de barragens de concreto a gravidade. Quanto maior for a densidade da malha menor será o tamanho dos elementos, possibilitando uma melhor aproximação de regiões com gradientes melhores definidos. Esses gradientes são

importantes na observação de singularidades como concentração de tensões, análise de temperatura entre outros (ICOLD, 2013).

Em termos de engenharia, a confiabilidade de processos e métodos é fundamental para as análises de segurança. Em termos de formulação, a Teoria da Elasticidade permite que suas grandezas fundamentais (tensões, deformações e deslocamentos) possam se relacionar através de equações derivadas parciais: Os operadores lineares decorrentes de sua formulação juntamente com o conceito de Energia Potencial e de Deformação podem ser estudados através da Análise Variacional. Nesse caso, a solução de problemas da mecânica do contínuo, com campos de tensões equilibrados e deformações compatíveis, minimiza a Energia de Deformação do corpo. Caso se discretize o contínuo através do Método do Elementos Finitos, considerando pontos, denominados nós, formando elementos, fazendo a hipótese de que os deslocamentos dos pontos que compõe o elemento são função única dos nós do elemento. A solução do problema variacional do sistema contínuo passa a ser aproximada pela solução variacional do problema discreto. Assim se obtém um processo para a construção de uma solução aproximada do sistema variacional que pode ser obtida pelo Método de Ritz-Galerkin (FERREIRA, 2004).

Em termos de confiabilidade da solução é importante observar:

- Modelos advindos da Teoria da Elasticidade de Mecânica dos Sólidos Deformáveis, tem unicidade da solução provada, assim como foi provada a existência das soluções (FUSCO, 1979);
- As soluções obtidas através do Método do Elementos Finitos convergem para a solução da Teoria da Elasticidade, com o aumento do número de graus de liberdade;
- Como a utilização de funções de forma, que interpolam os deslocamentos dos pontos nodais dos elementos em função de seus nós diminui os graus de liberdade do sistema, há um aumento de sua rigidez, fazendo que os deslocamentos dos pontos sejam inferiores ao da solução contínua (ZIENKIEWICZ E TAYLOR, 2000).

5.1 Utilização do Método dos Elementos Finitos na Análise de Barragens de Concreto à Gravidade

Como já abordado, modelo numérico é a solução de um modelo matemático através de um método numérico. Na resolução dos problemas relacionados a barragens, utiliza-se a Teoria da Elasticidade, geralmente a de primeira ordem, sendo que algumas vezes pode ser necessário uma análise não linear.

Segundo Timoshenko (1976), as forças moleculares de um corpo sólido se opõem à mudança de forma que esforços externos quando aplicados tentam produzir. Quando uma estrutura está sujeita a um carregamento, há deslocamentos até que as forças externas e internas se equilibrem. Sendo assim, o trabalho produzido é transformado em energia potencial de deformação. Quando a força externa parar de ser aplicada sobre o corpo, o mesmo tenderá a voltar ao seu estado inicial, e assim haverá um trabalho negativo. Essa propriedade de voltar à forma original é chamada de elasticidade.

Existem duas derivações da teoria da elasticidade, na primeira diz-se que o corpo é perfeitamente elástico, quando ele recupera completamente sua forma inicial depois da retirada dos carregamentos. Para que isso ocorra todo o trabalho produzido será transformado em energia potencial de deformação. A outra derivação é a de um corpo parcialmente elástico. Neste caso o corpo não volta na totalidade à sua forma original, tendo parte do trabalho realizado transformado em calor (TIMOSHENKO, 1976).

Gutstein (2011) afirma que o MEF é um dos métodos mais utilizados na análise numérica de estrutura, incluindo barragens de concreto a gravidade. A autora acrescenta que a análise é geralmente realizada através de elementos finitos planos isoparamétricos. Eles são essenciais para reproduzir o estado de tensões, assim como para avaliar os deslocamentos e deformações das estruturas.

A utilização dos tradicionais modelos elástico-lineares apresenta aproximações das características de deformabilidade dos materiais, mas pode se tornar uma análise simples e confiável, desde que haja uma validação adequada. No entanto para estudos mais complexos essas soluções simplificadas podem levar à imprecisões significativas, surgindo uma necessidade de uma análise não linear (OLIVEIRA, 2000).

O boletim 94 do ICOLD, de 1994, recomenda a adoção de etapas a serem seguidas para consolidar o modelo ideal para uma barragem de concreto a gravidade dentre elas: a justificativa do método de modelagem e a validação do modelo escolhido.

O princípio da justificativa parte de uma análise criteriosa do projetista de que o modelo escolhido representa de maneira correta o problema estudado. Por isso é de extrema importância que a finalidade do estudo seja consensual. O boletim acrescenta a importância de se definir a faixa de aplicabilidade do modelo proposto, pois o mesmo só responderá àquilo que lhe foi programado. Posto isso, cabe salientar que o conhecimento básico do responsável é vital para formulação e análise do problema (ICOLD, 1994).

Já no campo de validação é importante que se tenha um senso crítico para observar se os resultados obtidos a partir do MEF são da ordem de grandeza dos resultados esperados. Tal análise pode ser feita por meio de cálculos simples analíticos ou pela comparação dos resultados com outros softwares ou ainda por modelos físicos. Por último, mas não menos importante, se tem a validação por meio de instrumentação. Essa avaliação permite verificar se a estrutura está se comportando da maneira à que foi planejada (ICOLD, 1994).

Na Figura 28 pode-se observar um esquema básico e simplificado do processo de modelagem numérica de estruturas.

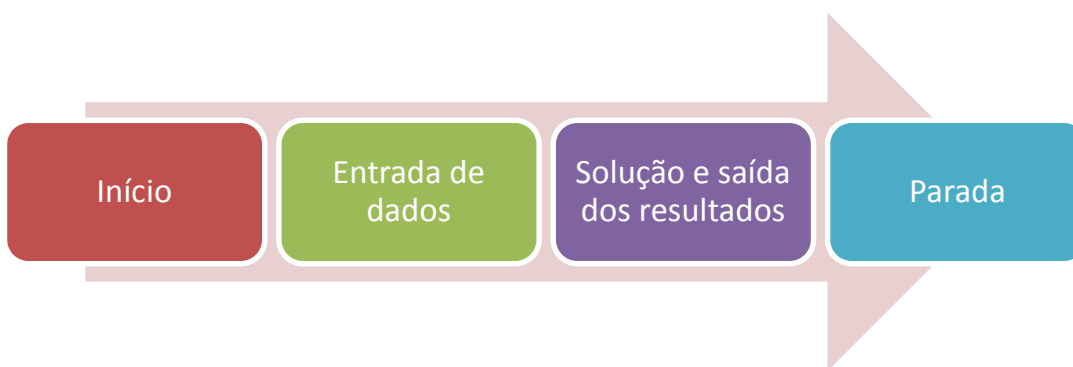


FIGURA 28 – ESQUEMA SIMPLIFICADO DE UM PROGRAMA DE MEF
FONTE: ZIENKIEWICZ E TAYLOR (2000)

As barragens de concreto à gravidade são formadas por blocos que trabalham individualmente. O boletim 122 do ICOLD, em 2012, comenta que para uma melhor análise das juntas, modelos tridimensionais são requeridos a fim de otimizar sua distribuição e minimizar a possibilidade de aparecimento de fissuras. Para cargas estáticas e análises lineares, o princípio de Saint-Venant pode ser aplicado.

Os modelos tradicionais geralmente são simulados para a estrutura completa, com isso as etapas de construção são negligenciadas e, por conseguinte, o carregamento e deformação progressiva devida construção em camadas não são consideradas. Outra dificuldade apresentada pelo ICOLD (2013) é a consideração do efeito dos tratamentos das fundações, uma vez que esses tratamentos, como cortinas de injeção, interferem e podem modificar os parâmetros da fundação.

É possível observar uma mudança nas possibilidades de cálculo ao comparar os Boletins 94, 122 e 155 do ICOLD. Fica claro que a evolução da capacidade de processamento dos computadores permitiu uma análise muito mais precisa, a partir de modelos tridimensionais, considerando todos os tipos de carregamentos, inclusive os dinâmicos. Na literatura, encontram-se diversos trabalhos de utilização de MEF em projeto de barragens de concreto a gravidade.

No presente trabalho, será utilizado o programa computacional SAP 2000 para análise dos diversos fatores que interferem na verificação da estabilidade global da estrutura. Para isso serão utilizados elementos sólidos de 8 nós, que geralmente são utilizados para análises tridimensionais. O referido elemento é baseado na formulação isoparamétrica na qual é incluída nove módulos de vibração incompatíveis (COMPUTERS & STRUCTURES, 2013).

Cada elemento possui seis faces como mostrado na Figura 29. Cada nó do elemento sólido está relacionado a três graus de liberdade de deslocamento, contribuindo com a matriz de rigidez global da estrutura para cada grau de liberdade para ele definido (COMPUTERS & STRUCTURES, 2013).

O elemento possui um sistema de coordenadas local tendo seus eixos denominados por 1, 2 e 3 correspondentes aos eixos x, y e z respectivamente. O sistema respeita a regra da mão direita.

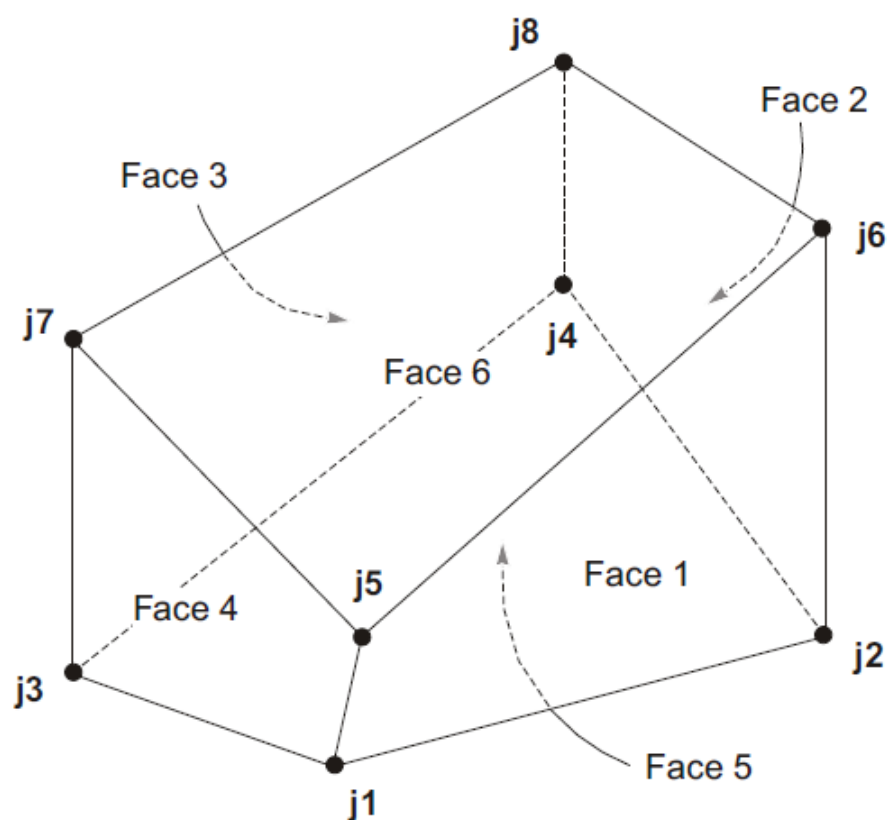


FIGURA 29 – ELEMENTO *SOLID* DO PRGRAMA SAP 2000
 FONTE: COMPUTERS & STRUCTURES (2013)

5.2 Verificação da Segurança Utilizando Modelos Numéricos

Essa análise é importante quando se deseja considerar a deformabilidade da fundação devendo-se observar a possibilidade da redistribuição de tensões para verificação da segurança global.

5.2.1 Segurança pelo estado limite de ruptura pontual

O objetivo desse critério é garantir a segurança de forma que a ruptura não seja alcançada em nenhum ponto da barragem. Considera-se um coeficiente de segurança para coesão e outro para o ângulo de atrito. Esse critério pode ser utilizado tanto para

análise do maciço de concreto quanto para interface concreto/fundação (GUTSTEIN, 2011).

O mecanismo de ruptura é relacionado à envoltória de resistência, sendo governado pelo critério de Coulomb. Considerando um plano como a superfície potencial de ruptura a segurança pode ser dada pela Equação 20:

$$\tau \leq \tau_r \rightarrow \tau \leq c_s + \sigma \times \tan \varphi_s \quad (20)$$

Onde:

τ_r : tensão cisalhante resistente;

τ : tensão cisalhante atuante;

σ : tensões normais efetivas;

$c_s = c/n_c$ e $\tan \varphi_s = \tan \varphi/n_\varphi$, sendo n_c e n_φ coeficientes de segurança parciais;

c e φ os valores médios da coesão e do ângulo de atrito;

c_s e φ_s os valores minorados da coesão e do ângulo de atrito.

A diferença entre o método de ruptura pontual o método do equilíbrio limite se dá pelo fato do último fazer avaliação em termos médios para todo plano de análise (GUTSTEIN, 2003).

Uma vez que esse critério não considera a redistribuição de tensões, podem surgir picos de concentração de tensão, e segundo Gutstein (2011) essas concentrações de tensões são verificadas nas regiões próximas as faces de montante e de jusante da barragem.

5.2.2 Segurança pelo estado limite de ruptura geral

Segundo Gutstein (2003), para aplicação do método é necessário:

- Consideração de um mecanismo de ruptura, incluindo a lei de deformação envolvida;
- A análise do comportamento da estrutura até a ruptura, a fim de determinar os parâmetros que governam o processo de ruptura;

- Verificar se os valores encontrados determinam a estrutura segura.

Gutstein (2011) coloca que o critério de ruptura geral equivale a integrar as tensões normais efetivas e cisalhantes obtidas nos nós que compõem o plano potencial de ruptura. Logo, o cálculo é equivalente àquele apresentado no item 4.3.3. A expressão para o cálculo é apresentada na Equação 21:

$$FSD_{tot} = \frac{R}{\sum E} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\sigma_{efet\ média\ i} \times A_i \times \frac{\tan \varphi_i}{fsd_{\varphi}} + \frac{c_i \times A_i}{fsd_c} \right]}{\sum_{i=1}^n [\tau_{médio\ i} \times A_i]} \quad (21)$$

Onde:

n: número de nós do plano potencial de ruptura;

R: somatório de forças horizontais resistentes;

$\sum E$: somatório das forças horizontais atuantes;

$\sum \sigma_{efet\ média\ i}$: tensão normal efetiva no nó i;

$\sum \tau_{médio\ i}$: tensão cisalhante no nó i;

φ_i : ângulo de atrito característico na posição do nó i.

c_i : coesão característica na posição do nó i.

A_i : área efetiva (comprimida) de influência na posição do nó i;

fsd_{φ} e fsd_c : coeficientes de segurança parciais dos materiais em relação ao atrito e coesão.

FSD_{tot} : fator de segurança ao deslizamento total.

6 ANÁLISE TRIDIMENSIONAL DE BARRAGENS DE CONCRETO A GRAVIDADE

Como já foi discutido no presente trabalho, os modelos bidimensionais são os normalmente utilizados para análise de estabilidade de barragens de concreto à gravidade, sendo baseados de maneira geral no método do equilíbrio limite.

Segundo Lombardi (2006), as análises bidimensionais são as mais utilizadas por razões históricas, uma vez que antigamente o concreto era considerado o elo fraco e conseqüentemente a maior preocupação era a verificação das tensões no maciço da barragem. Além disso, por simplificação, considera-se a base da barragem horizontal, tornando a estrutura suscetível à problemas devido à realidade tridimensional de uma barragem de concreto à gravidade.

Brunet e Divoux (2002) mostraram que na análise de uma barragem de concreto, considerando sua base horizontal, os blocos das ombreiras, por terem menor altura, teriam coeficientes de segurança maiores que os blocos mais altos. Entretanto, a mesma barragem sendo analisada com o efeito da inclinação do vale os coeficientes de segurança dos blocos das margens decrescem significativamente, se tornando menores que àqueles encontrados para os blocos centrais.

Como se pode observar na Figura 30 a inclinação do eixo longitudinal da barragem diminui a força normal e aumenta a subpressão, dessa maneira os coeficientes de segurança apresentam valores menores.

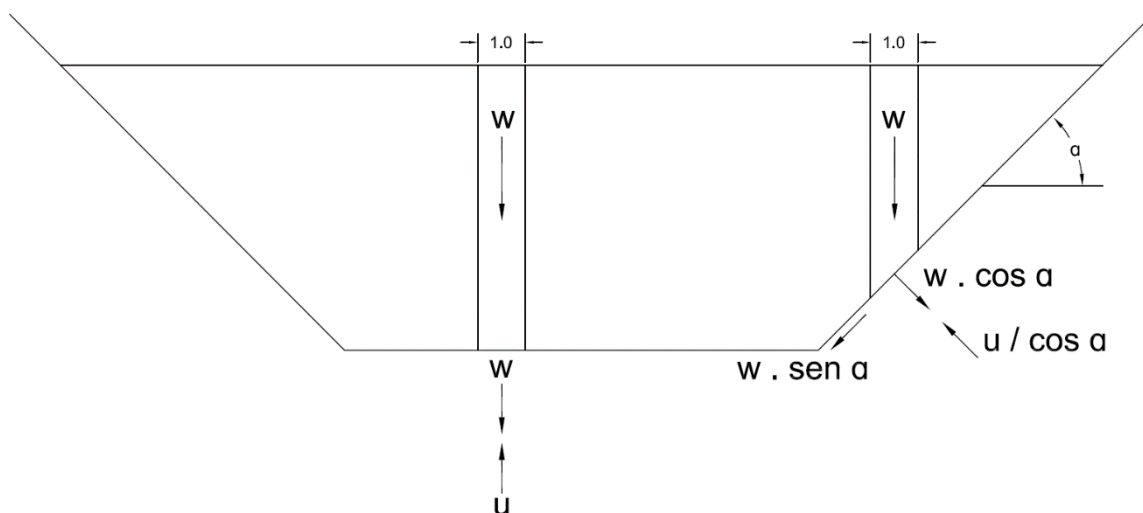


FIGURA 30 – REDUÇÃO DA SEGURANÇA DOS BLOCOS LATERAIS DE UMA BARRAGEM DE CONCRETO A GRAVIDADE (W = PESO DO BLOCO; U = SUBPRESSÃO)
FONTE: LOMBARDI (1993)

A partir do exposto, pode-se dizer que nem sempre os blocos mais altos podem ser considerados os mais críticos. Essa foi a razão pelo colapso da barragem de St. Francis. Sendo assim, a inclinação do vale e sua influência nos cálculos devem ser estudadas com muita cautela (LOMBARDI, 1993).

Diversos autores comentam a necessidade de se fazer uma análise tridimensional. Yu *et al.* (2005) colocam que a análise do contato entre os blocos não pode ser realizada de maneira precisa através de uma análise 2D. Além de não fornecer nenhuma informação sobre as características do maciço rochoso esse tipo de análise não apresenta a interdependência entre os níveis de tensão na rocha e no concreto.

Como foi visto no Capítulo 4, estruturas de grande volume de concreto necessitam cuidados para evitar o aparecimento de fissuras devidas à variação volumétrica. Dessa forma, o fenômeno de abertura das juntas é fundamental. Logo, a estrutura que seria monolítica passa a ser dividida em blocos, que funcionam de maneira independente. Para que a barragem seja considerada estável e segura cada bloco deve ser verificado e ter sua segurança garantida individualmente.

Os blocos, por estarem em diferentes posições, estão submetidos a diferentes carregamentos hidrostáticos, além de terem rigidez também diferente (BRETAS et al, 2012). Isto posto, Lombardi (2006) comenta que alguns dos fatores mais importantes ao dimensionamento correto de uma barragem de concreto à gravidade são negligenciados.

Além da inclinação do vale há também a inclinação natural do leito do rio, sendo assim deve-se fazer uma análise da estrutura com dupla inclinação, essas declividades podem ser observadas na Figura 31.

Segundo Ruggeri (2004), os critérios de cálculo baseados no equilíbrio limite usualmente utilizado nas análises 2D podem ser estendidos para a análise tridimensional. O critério assume que as restrições elásticas e unilaterais são realizadas pela fundação e que a razão entre as forças tangenciais e verticais são uniformes ao longo de toda a fundação da barragem.

Outros autores corroboram com a análise 3D via método do equilíbrio limite. Yu et al. (2005) compararam a segurança ao deslizamento segundo método do equilíbrio limite, para análises tridimensionais, e chegaram a coeficientes de segurança até duas vezes menores nas ombreiras.

Bretas et al. (2012) apresentam uma proposta de cálculo segundo método do equilíbrio limite simplificado para análise 3D de barragens. O método leva em conta a interação entre os blocos através das juntas de contração. Os autores consideraram duas hipóteses: o bloco deslizar na direção da resultante, ou deslizar de montante para jusante, esta última hipótese parte do pressuposto que o bloco está interagindo lateralmente com os demais blocos da estrutura. A Figura 32 mostra o comportamento do fator de segurança relativo à análise paramétrica apresentada, cuja barragem possui 69,7 metros em sua seção de maior altura, onde α representa a inclinação no sentido longitudinal da barragem e β , no sentido transversal.

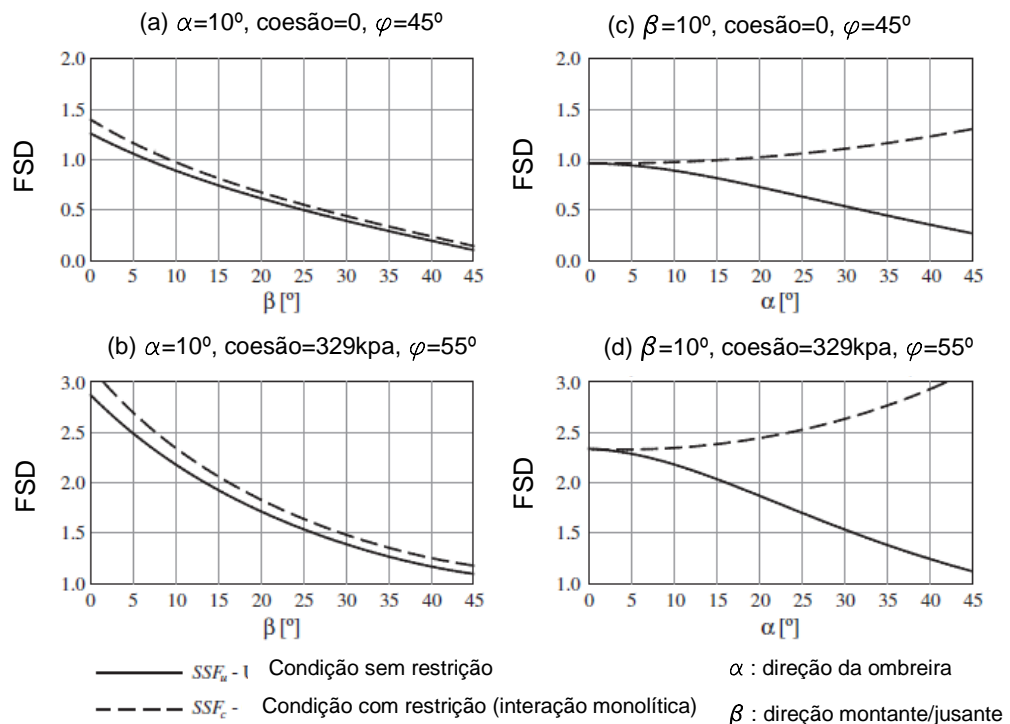


FIGURA 32 – ANÁLISE PARAMÉTRICA DE β E α
 FONTE: BRETAS *et al* (2012)

Observa-se claramente a degradação dos parâmetros de segurança quando há um aumento das inclinações, sobretudo quando não é considerada a interação entre os blocos, ou seja, nas ombreiras os coeficientes de segurança são muito menores.

Apesar da possibilidade de utilização do método do equilíbrio limite para análise tridimensional de uma barragem a gravidade, este método não leva em considerações fatores determinantes como: a deformação das diferentes partes envolvidas na análise; a deformabilidade da rocha; a variabilidade do módulo de elasticidade da fundação no eixo da barragem; dentre outros. Destarte, como já foi colocado no Capítulo 5, uma análise via MEF é muito mais representativa. Apesar disso, os trabalhos mostrados anteriormente são muito interessantes, pois apresentam uma tendência da degradação dos coeficientes de segurança na análise das ombreiras, mostrando a necessidade da continuidade da pesquisa dessa questão.

Quando uma barragem é calculada tridimensionalmente, geralmente os coeficientes de segurança são menores que aqueles obtidos a partir de uma análise bidimensional. Vale lembrar que essa constatação não interfere apenas no âmbito de segurança da estrutura, mas também no econômico (LOMBARDI, 2006). Análises devem evoluir para avaliação das simplificações geralmente utilizadas nas probabilidades de sinistros, nos novos empreendimentos a serem executados e na análise dos empreendimentos existentes.

7 PROGRAMA DE PESQUISA

O programa de pesquisa procurará avaliar efeitos tridimensionais em Barragens de Concreto à Gravidade, considerando os parâmetros obtidos em ensaios de obras de Concreto Compactado com Rolo (CCR). Deve ser considerado que o CCR é um método construtivo eficiente, mas o modelo estrutural de barragem à gravidade conhecido a décadas é o mesmo de barragens executadas em concreto convencional (MARQUES FILHO, 2005).

Como já foi mencionado, os critérios utilizados usualmente em obras deste tipo são simplificados e baseados em hipóteses de cálculo muito antigas, geradas anteriormente ao desenvolvimento dos métodos numéricos e baseada em parâmetros do concreto convencional (CCV). Observa-se que a utilização de baixos consumos de aglomerante e com fração de agregados relativamente altas, em relação ao concreto convencional, gera comportamentos, do CCR, diferentes do CCV, bem como as velocidades de colocação atuam diretamente nos parâmetros mecânicos e no panorama de temperatura no maciço da barragem (MARQUES FILHO, 2005; TRABOUSLI 2007; PACELLI *et al.*, 1997).

Esta análise permite uma discussão de possíveis desvios de comportamento gerado pelas considerações usualmente utilizadas pelas equipes de projeto desses empreendimentos.

Para que os resultados sejam passíveis de serem empregados como alerta ao projeto de novas barragens, assim como auxiliar na interpretação do comportamento de obras existentes, considerou-se uma altura máxima da barragem de 50 metros, sabendo que a altura diminui com a inclinação da ombreira. Desta forma, calibra-se o tempo para o esforço computacional, da imagem, integração de tensões e análises de segurança necessários à obtenção de conclusões confiáveis.

Será realizada uma análise de sensibilidade variando parâmetros de relevância para a verificação de estabilidade. Pela dificuldade de garantir que blocos adjacentes tenham área de contato que transmita esforços, a pesquisa dos deslocamentos laterais de cada bloco é importante. Assim sendo, serão variados, não apenas o ângulo de inclinação das ombreiras, mas as características dos materiais para fazer a comparação com deformações de juntas medidas em obras reais. Nesse trabalho serão

observados os resultados de abertura de juntas da Usina Governador José Richa (Salto Caxias).

Como é de conhecimento comum na Engenharia Civil, o concreto possui um comportamento visco-elástico, com variação inclusive dos parâmetros mecânicos com o tempo enquanto se produzem as reações de hidratação. Na UFPR, várias pesquisas foram efetuadas para avaliar tanto o comportamento térmico como mecânico de barragens de CCR, utilizando basicamente o software ANSYS (KRUGER, 2001; TEIXEIRA, 2013).

Teixeira (2013) estudou os fatores que influenciam o comportamento do CCR devido ao calor de hidratação considerando a fluência, criando modelo bidimensional no ANSYS. Esse trabalho apresenta valores de fluência para ensaios feitos com CCR similar ao utilizados na UHE Governador José Richa, que tiveram como resultado aos 93 dias, em ensaios de corpos de prova de 25x50 centímetros, com tensão uniaxial constante de 1,37 MPa, um acréscimo de deformação de 84% em relação à imediata. Em termos de tensões, a relaxação correspondeu a uma redução de 27% nas tensões horizontais contra 3% na vertical. Esses dados permitem avaliar a ordem de grandeza relativa entre as tensões esperadas.

Apesar do programa ANSYS, ter sido amplamente utilizado em algumas pesquisas, sua disponibilidade em termos de escritório de projetos é muito limitada. Uma pesquisa do autor em diferentes escritórios projetistas de obras hidráulicas mostra que a maioria absoluta usa o software SAP 2000.

A escolha do programa se justificou pela sua disponibilidade e pela possibilidade de comparação com as recomendações de modelagem numérica de barragens do International Commission on Large Dams (ICOLD, 2013; ICOLD 2002; ICOLD, 1994).

Os trabalhos de Gutstein, em 2003 e 2011, estudaram modelos elásticos lineares bidimensionais, utilizando o SAP 2000, comparando seus resultados com aqueles obtidos através dos processos usuais de análise, sob a ótica dos critérios e recomendações de projeto mais utilizados.

O presente trabalho procura completar as análises, considerando uma extensão para a situação especial das ombreiras onde há, em geral, declividades longitudinalmente ao eixo da barragem. Sendo assim, a seguir serão apresentadas as razões que levaram a escolha do SAP 2000 como programa de análise de tensões:

- Gera-se a possibilidade de comparação com os resultados de Gutstein, 2011, para validação do comportamento da barragem;
- Faz-se continuação das análises dos critérios de projeto internacionais nas ombreiras nas mesmas condições dos resultados e sedimentos em pesquisas semelhante;
- Pode-se utilizar na análise apenas o Critério de Projetos da Eletrabrás (2003), para balizamento, valorizando o trabalho oficial da comunidade técnica nacional;
- Como o SAP 2000 é amplamente utilizado na comunidade de projeto, os resultados obtidos são facilmente reproduzíveis, permitindo também um aumento da base de dados com resultados de projetos particulares, disseminando a importância da análise da estabilidade nas ombreiras;
- Desenvolveu-se técnica para manuseio de dados que pode se mostrar útil e acessível à comunidade técnica.

Assim sendo, esta pesquisa faz o passo inicial para verificação se há degradação da segurança que deva ser considerada em projeto, e a partir de seus resultados, estudar o comportamento não linear no tempo.

Como já mencionado, a menos da fluência, a utilização de modelos elástico-linear é aproximadamente seguida no nível de tensões usualmente presentes nas barragens de concreto à gravidade.

Quanto à escolha dos parâmetros elásticos a serem empregados, a utilização da formulação conforme a NBR 6128:2014 não é adequada já que a bibliografia mostra que concretos com alto teor de agregados tendem a valores superiores aos ali obtidos (PACELLI et al, 1997; MARQUES FILHO, 2005; TRABOUSLI, 2007).

Como as barragens de CCR são hoje a solução de concreto mais utilizada, serão utilizados como parâmetros de projeto os módulos obtidos nos trabalhos de Marques Filho (2005) e Traboulsi (2007), e os valores de concreto de Andriolo e Betioli (2015).

As fundações se basearão nas características obtidas nos ensaios das rochas da obra da hidrelétrica de ITAIPU, apresentados em Andriolo e Betioli (2015). Para efeito de avaliação da relação das rigidezes entre a fundação e o concreto, adota-se o módulo de elasticidade da rocha e outros dois. Um com metade e outro com um terço

do valor base. A variação dos parâmetros para análise de sensibilidade é apresentada no Quadro 6.

		Nível 1	Nível 2	Nível 3
Concreto	Módulo de elasticidade – MPa	23.700	23.700	23.700
	Coeficiente de Poisson	0,2	0,2	0,2
Rocha	Módulo de elasticidade – MPa	78453,20	39226,6	26151,067
	Coeficiente de Poisson	0,25	0,25	0,25

QUADRO 6 – MATRIZ EXPERIMENTAL
FONTE: O AUTOR

7.1.1 Descrição do modelo da barragem

Como já foi colocado anteriormente, o objetivo do presente trabalho é avaliar os Critérios de Projetos e de Estabilidade nas ombreiras de Barragens de Concreto à Gravidade, considerando os efeitos dos parâmetros da interface entre concreto e rocha. Tendo como objetivo secundário a análise de sensibilidade para avaliar a segurança da barragem variando os parâmetros do modelo geológico-geotécnico.

Para o correto dimensionamento de elementos estruturais é fundamental que haja estabilidade e segurança nos sistemas estruturais pensados como um todo. Os elementos transmitem carga a fundação, que tem participação ativa nos esforços provenientes das solicitações nela depositadas e deve ser verificado se tem a segurança adequada.

Desta maneira, é fundamental verificar a estabilidade global e o correto funcionamento do sistema estrutura/fundação.

Como já descrito, a resistência ao deslizamento junto com a avaliação da tensão na base são os parâmetros mais importantes a serem considerados na análise de estabilidade global de uma barragem de concreto a gravidade. Sem a parametrização adequada do maciço rochoso, os resultados obtidos podem se distanciar consideravelmente da realidade, aumentando o risco e, conseqüentemente diminuindo a segurança da estrutura.

Segundo Xuhua *et al.* (2008) a utilização do método do equilíbrio limite não é adequada para análise de fundações complexas, pois as inúmeras simplificações e suposições impostas em sua formulação geram resultados questionáveis na análise da

estabilidade ao deslizamento. Da mesma maneira, o método do equilíbrio limite não permite a verificação da distribuição de tensões nem a verificação dos deslocamentos (XUHUA *et al.*, 2008).

Isto corrobora com o já abordado pelo presente trabalho enfatizando ainda mais a importância de uma análise via MEF. É importante considerar a flexibilidade da fundação já que essa exerce grande influência nos elementos estruturais, principalmente em estruturas de grande porte como as barragens de concreto à gravidade. Para o desenvolvimento de condições de contorno satisfatórias o presente autor considera que existem duas possíveis abordagens, que serão apresentadas a seguir.

A primeira abordagem é a utilização do modelo proposto por Winkler, o qual considera que as cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos apenas no ponto de aplicação da carga, desconsiderando o efeito da continuidade (SILVA, 2010). Desta maneira, o meio contínuo seria substituído por um sistema de molas com rigidez equivalente, que, segundo Bowles (1997) pode ser considerado como a relação entre a pressão no solo e o deslocamento no solo provocado.

Bowles (1997) propõe uma Equação genérica para o cálculo das rigidezes das molas, função dos módulos de elasticidade da fundação e da estrutura nela apoiada. No entanto, Silva (2010) acrescenta que a determinação dos módulos de reação é bastante complexa e coloca que essa abordagem pode não ser muito representativa uma vez que não considera a continuidade da fundação.

A segunda abordagem é a utilização do método do meio contínuo. De acordo com Silva (2010) essa abordagem é feita a consideração de um maciço semi infinito e, desta maneira, se supõe que a uma certa distância do ponto de aplicação da carga, os efeitos dessa não são mais significativos, apesar dos deslocamentos existirem. Segundo Colares (2006) o método do meio contínuo pode ser dividido em: isotrópico, anisotrópico e estratificado. No modelo isotrópico existem dois subgrupos: problemas planos e problemas tridimensionais.

No presente trabalho será utilizado o método do meio contínuo. A fundação será considerada como um semi espaço elástico linear simulado por elementos sólidos tridimensionais.

Gutstein (2003) fez um estudo sobre a influência da delimitação do maciço de fundação sobre os resultados de tensões na interface concreto/rocha. A autora variou a profundidade em 0,5H, H e 2H e chegou a conclusão que a diferença entre o modelo

com espessura igual a altura da barragem não apresenta diferença significativa em relação ao modelo mais refinado. O resultado encontrado reforça ao exposto por Celestino (1993) apud Gutstein (2011), o critério usual para definição do conjunto barragem fundação via método dos elementos finitos corresponde a uma vez a altura da barragem.

Com as considerações anteriores, todos os modelos estudados terão cinquenta metros de altura e fundação com cinquenta metros de profundidade, relação essa baseada nos trabalhos de Gutstein (2003) e Celestino (1993) apud Gutstein (2011). Serão adotadas seções transversais tipicamente utilizadas em barragens de concreto, com o topo da barragem com 8,0 metros de coroamento para permitir o trefego de equipamentos necessários à execução, e inclinação do paramento de jusante de 0,75:1,0 a partir do topo (GUTSEIN, 2003; GODKE, 2014).

O estudo englobará quatro modelos geométricos, variando a inclinação da fundação para verificar a influência da inclinação nas ombreiras, conforme apresentado no Quadro7.

Nome do modelo	Inclinação da fundação	Número de elementos	Número de nós
Modelo1	0°	14508	12482
Modelo 2	10°	19928	22418
Modelo 3	20°	19962	22815
Modelo 4	30°	19962	22383

QUADRO 7 – MODELOS ESTUDADOS
FONTE: O AUTOR

Previamente à escolha da fundação, foram estudados dois modelos com inclinação de 30°, um com a consideração de ombreira semi-infinita e outro com fundação inclinada, porém limitada por dois planos horizontais. Os modelos podem ser observados nas Figuras 33 e 34.

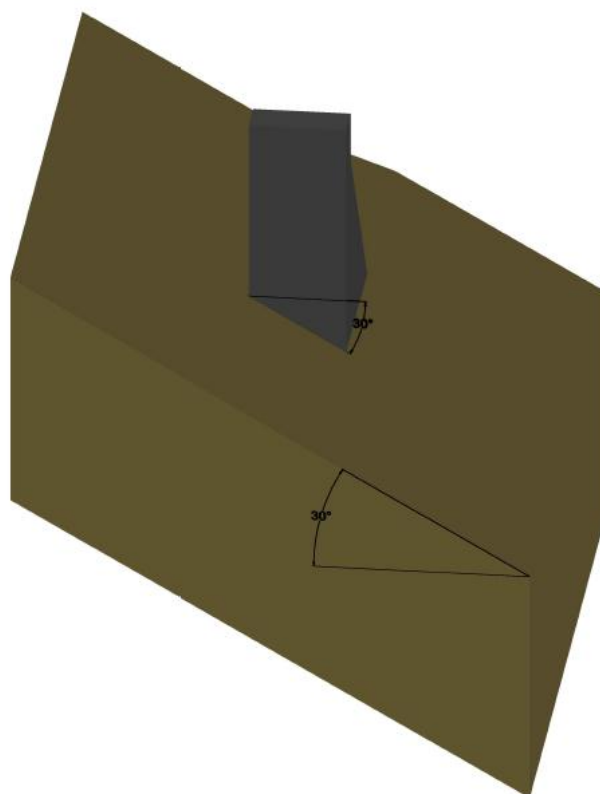


FIGURA 33 – MODELO COM OBREIRA SEMI-INFINITA
FONTE: O AUTOR

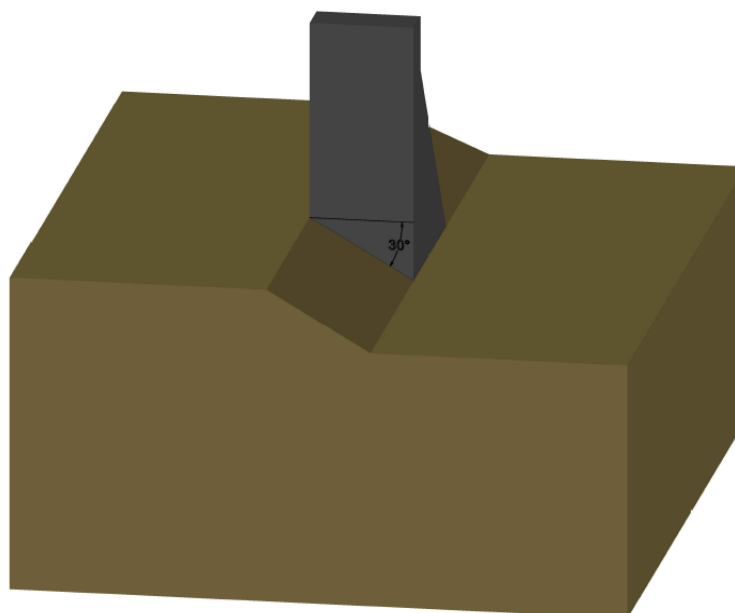


FIGURA 34 – MODELO COM FUNDAÇÃO INCLINADA LIMITADO POR DOIS PLANOS HORIZONTAIS
FONTE: O AUTOR

Os resultados comparativos são apresentados no item 6.1.2, tendo sido escolhido trabalhar com o modelo inclinado limitado por dois planos horizontais.

Após as análises contidas no item recém mencionado, foram propostos quatro modelos, apresentados nas Figuras 34,35,36 e 37.

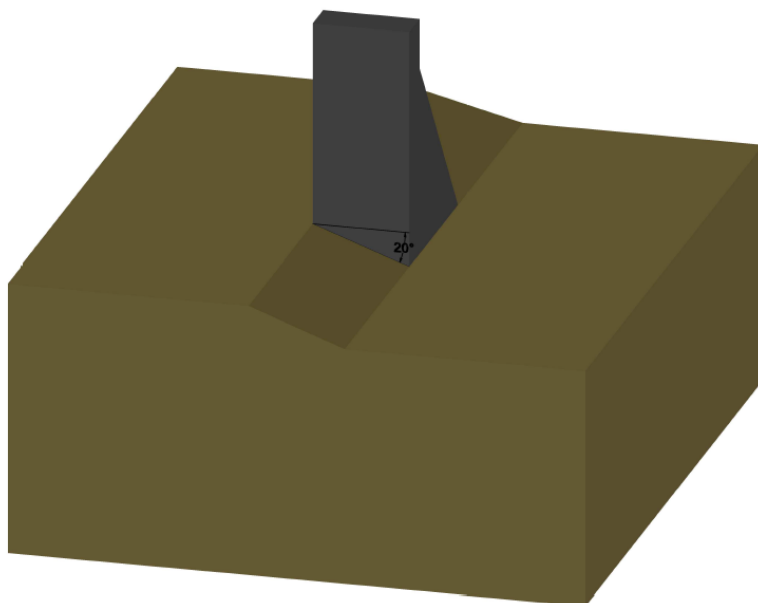


FIGURA 35 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20°
FONTE: O AUTOR

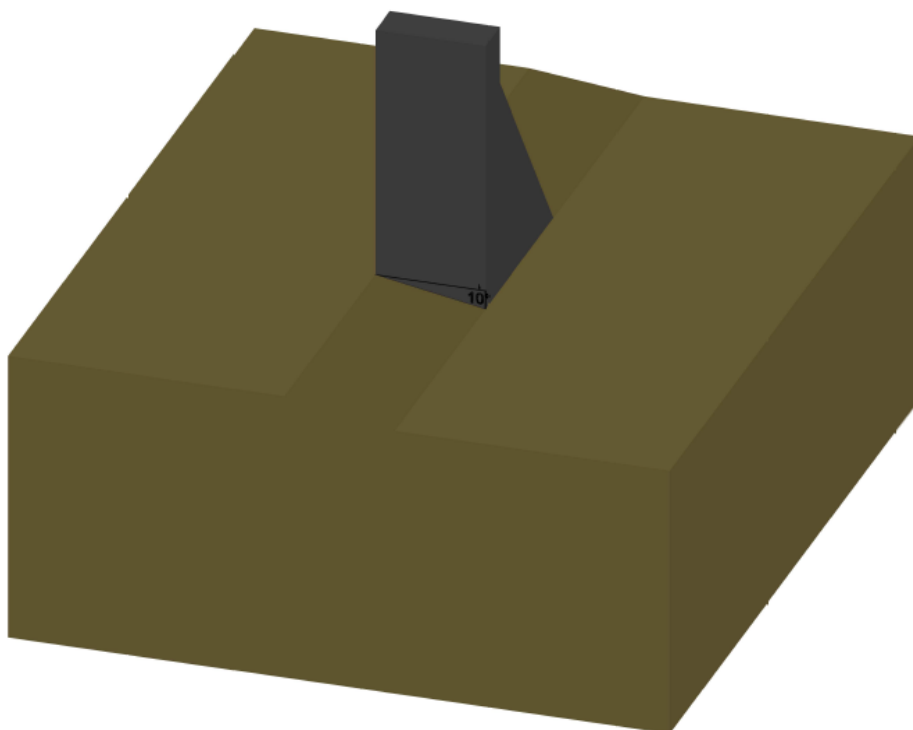


FIGURA 36 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 10°
FONTE: O AUTOR

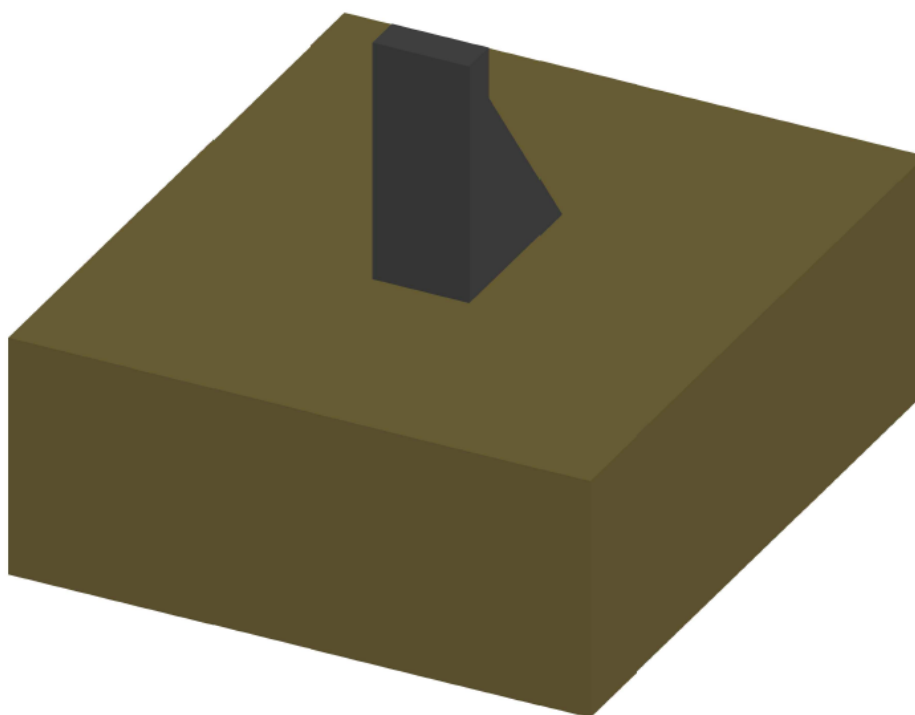


FIGURA 37 – MODELO COM FUNDAÇÃO RETA
FONTE: O AUTOR

7.1.2 Validação do modelo

A validação do modelo tridimensional se deu em três etapas:

1. Comparação do modelo tridimensional com modelo bidimensional de cinquenta metros de altura modelado no SAP2000 executado com elementos planos bidimensionais em estado plano de deformação;
2. Verificação do equilíbrio entre o somatório do peso próprio da barragem e subpressão com a integral das tensões obtidas através do modelo tridimensional;
3. Comparação do modelo tridimensional com ombreira infinita e com ombreira limitada por dois planos horizontais.

Para efeito de validação dos modelos e análises efetuados, serão feitos dois estudos iniciais. O primeiro compara os resultados de modelo tridimensional com base

reta com aqueles obtidos de análise 2D, à imagem dos estudos de Gutstein (2003 e 2011).

Além da comparação será avaliada se a discretização é adequada para interpretação do campo de tensões. Essa última verificação se dará através do equilíbrio da integral numérica de tensões na base com aquelas geradas pelos carregamentos aplicados. Apesar dos modelos via Método dos Elementos Finitos serem naturalmente equilibrados, a distribuição de tensões deve ser de tal ordem que sua representação gráfica exprima adequadamente o equilíbrio da seção, permitindo uma interpretação física apropriada, assim como validar o processo de manuseio de dados.

O processo de discretização e análise dos dados utilizou a seguinte sequência:

- Estudos iniciais de discretização avaliando a possibilidade de interpretação adequada de dados, determinando a geometria do modelo e, portanto, o número de nós e o esforço computacional;
- Os nós dos modelos foram gerados a em três dimensões no software AUTOCAD versão 15;
- Os pontos ordenados dos nós são exportados para o pré-processador com elementos SHELL, que são transformados em elementos SOLID de 8 nós, conforme capítulo anterior. Tanto a geração dos sólidos quanto do sistema de coordenadas local é executada manualmente.
- São colocados os carregamentos, através de cargas de volume para o peso próprio e tensões superficiais para o empuxo do reservatório. O SAP 2000 permite a colocação da subpressão no modelo mediante a execução de um *joint pattern*, o que permite a obtenção das tensões efetivas nos pontos dos sólidos envolvidos.
- A escolha adequada do sistema local, facilita obtenção dos tensores de tensão e deformação, e os resultados desejados podem ser exportados para o EXCEL.
- Com o EXCEL fez-se o tratamento gráfico bidimensional e para a execução de visualização de tensões tridimensionais é utilizado o software SIGMAPLOT 13.0.
- As tensões em 3D são, também, exportadas para o AUTOCAD, que permite sua integração.

7.1.2.1 Comparação do modelo tridimensional com o modelo bidimensional.

A fim de validar o modelo tridimensional foi feito um modelo bidimensional, utilizando o método dos elementos finitos. O modelo foi concebido no programa SAP2000 com a utilização de elementos planos bidimensionais, considerando estado plano de deformação.

Foram utilizados elementos do tipo “plane strain” com quadro nós. Para refinar os resultados na interface concreto/fundação, se realizou uma transição com elementos de cinco nós, em uma região acima da seção de análise, para se ter uma malha mais densa na região da base. O modelo que pode ser observado na Figura 38. Possui 2398 elementos e 2527 nós e apresenta a orientação dos eixos conforme mostrado. Nas superfícies laterais da fundação os deslocamentos foram impedidos na direção x e na superfície inferior, nas direções z e x.

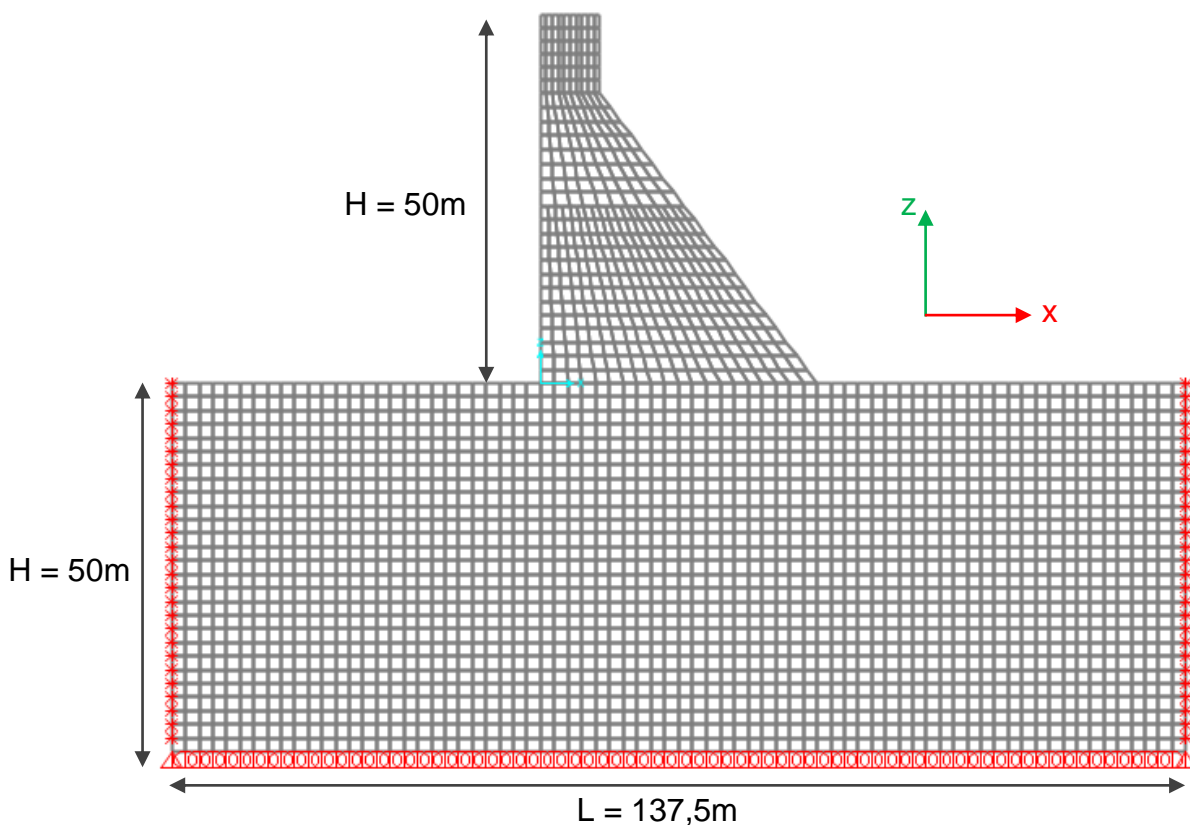


FIGURA 38 – MODELO BIDIMENSIONAL
FONTE: O AUTOR

A barragem foi modelada com cinquenta metros de altura. O nível de água a montante foi considerado como sendo 1,0 metro abaixo do coroamento da barragem e nível d'água de jusante, inferior à cota mínima do corpo da estrutura.

A parametrização do material foi igual àquela utilizada para os modelos tridimensionais, no entanto não foi variado o módulo de elasticidade uma vez que o objetivo era apenas a validação do modelo 3D. Para o concreto foi considerado peso específico de 2529kg/m^3 , coeficiente de Poisson de 0,20 e Módulo de Elasticidade igual a 23.700 MPa . Já para a fundação foi considerado peso específico de 2900kg/m^3 , coeficiente de Poisson de 0,25 e Módulo de Elasticidades igual a $78453,2\text{ MPa}$.

O esquema de carregamento considerado é mostrado na Figura 39.

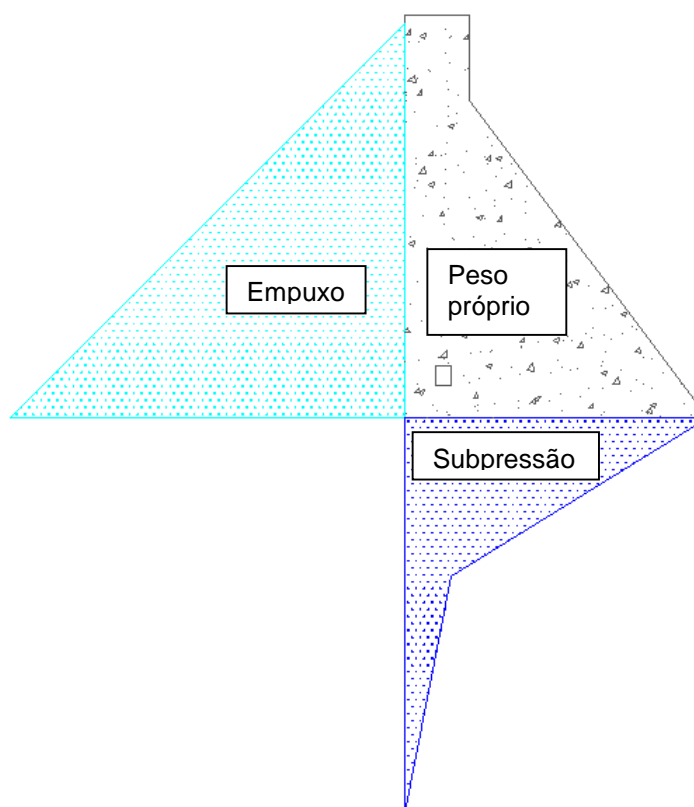


FIGURA 39 – TENSÕES VERTICAIS DO MODELO 2D
FONTE: O AUTOR

As Figuras 40 e 41 apresentam os resultados obtidos na base da barragem de tensões verticais e tensões de cisalhamento obtido no modelo bidimensional.

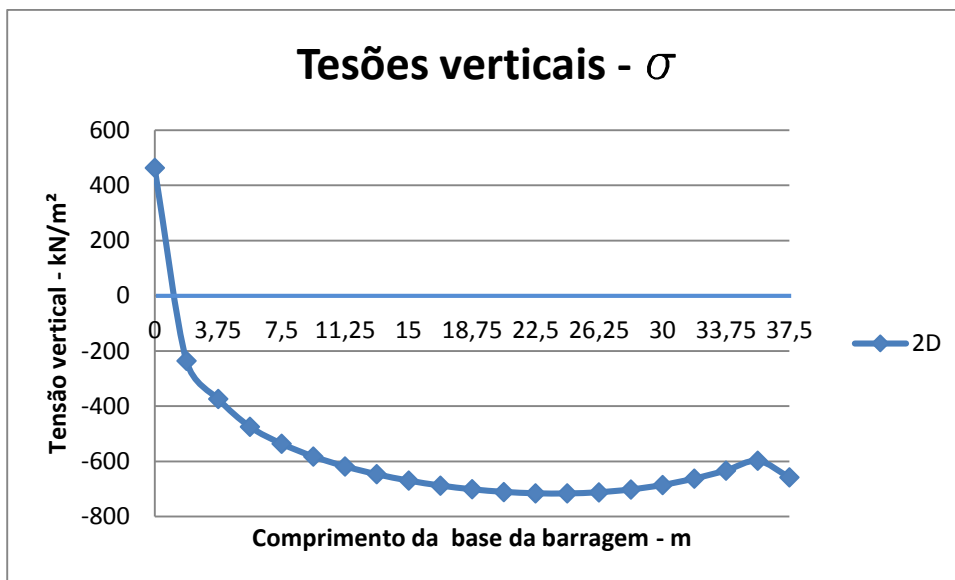


FIGURA 40 – TENSÕES VERTICAIS DO MODELO 2D
FONTE: O AUTOR

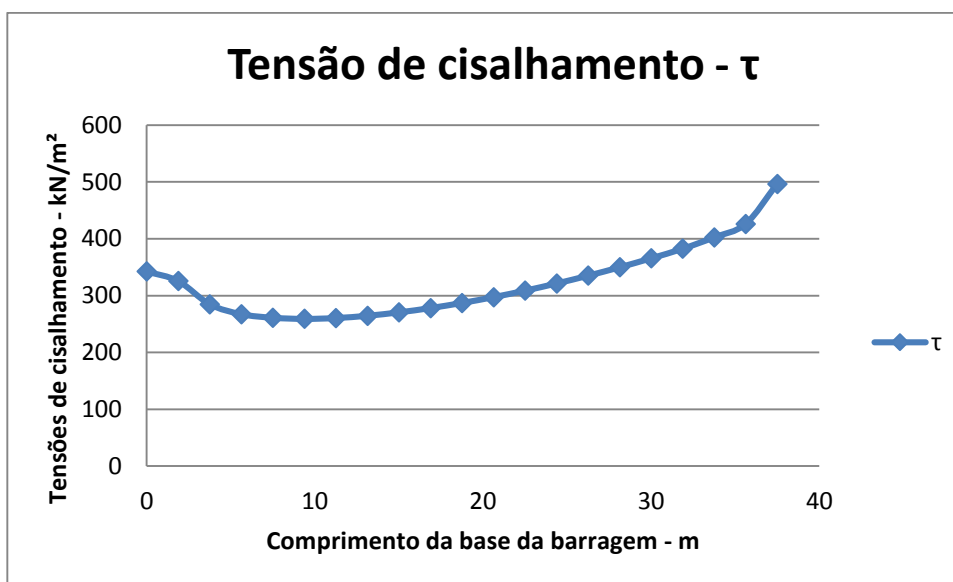


FIGURA 41 – TENSÕES DE CISALHAMENTO DO MODELO 2D
FONTE: O AUTOR

A Figura 43 apresenta a comparação dos resultados obtidos para tensões verticais no modelo bidimensionais com aqueles obtidos no modelo tridimensional de base reta com os mesmos parâmetros de material do modelo 2D. O modelo tridimensional, anteriormente apresentado teve 14508 elementos e 12482 nós, e está apresentado na Figura 42.

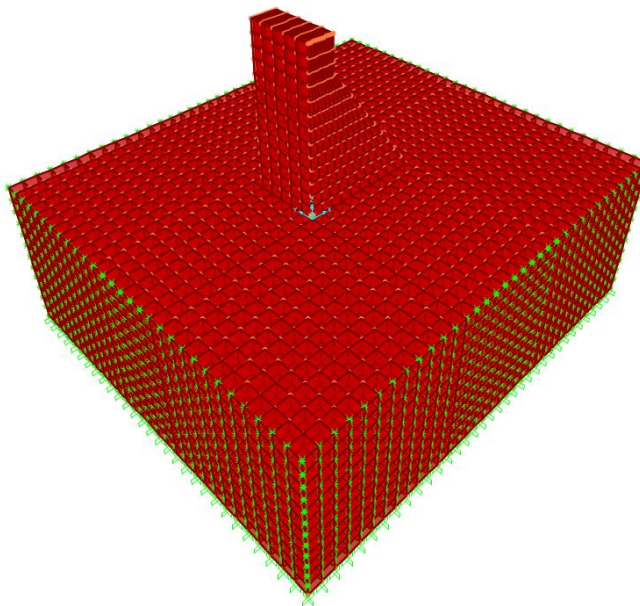


FIGURA 42 – MODELO TRIDIMENSIONAL COM BASE RETA
FONTE: O AUTOR

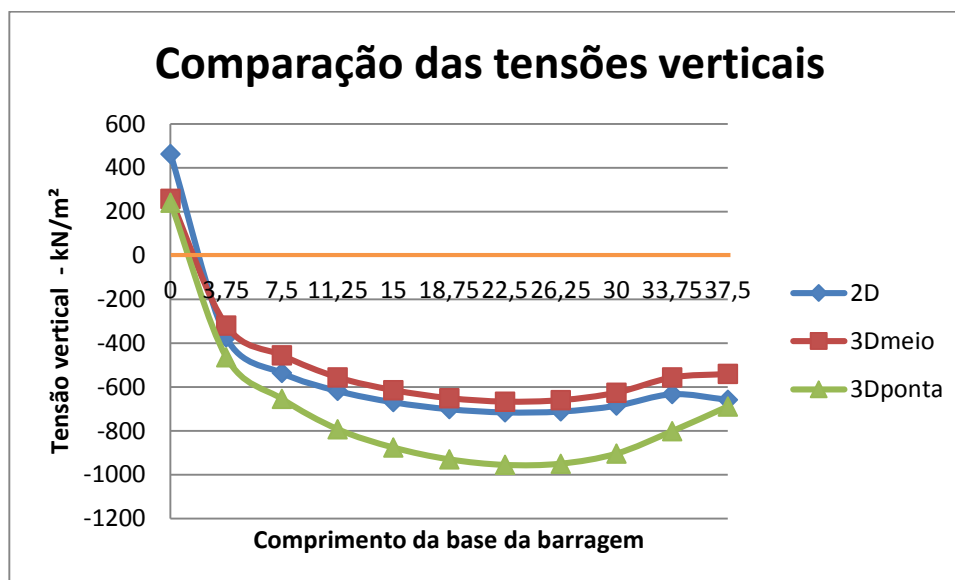


FIGURA 43 – COMPARAÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS
FONTE: O AUTOR

A comparação foi realizada entre o modelo 2D e duas seções do modelo 3D, uma seção central e outra seção na extremidade da barragem. A distribuição de tensões do modelo tridimensional está representada na Figura 45.

Na comparação verifica-se que a tensão de tração a montante do modelo bidimensional é maior. Percebe-se também que as tensões de compressão para a seção da extremidade da barragem tridimensional são maiores que as demais.

Essas duas constatações são explicadas pelo fato da barragem tridimensional estar sendo avaliada isoladamente. Sendo assim a fundação junto a borda é mais rígida e, portanto, as tensões nas extremidades acabam sendo maiores. Esse efeito poderia ser minimizado caso fossem posicionados blocos adjacentes para suavizar a deformação.

Apesar disso, os modelos se mostraram bastante compatíveis, como pode ser observado na comparação dos resultados da barragem bidimensionais com os resultados da seção central.

7.1.2.2 Verificação do equilíbrio

A segunda validação do modelo foi a partir da verificação do equilíbrio entre a integral das tensões na interface concreto/fundação do modelo com base horizontal e módulo de elasticidade 78.453,20 MPa com somatória das forças na vertical (peso próprio e subpressão).

Foi feito um modelo tridimensional no AUTOCAD para cálculo dos volumes, que está apresentado na Figura 44, que representa o maciço de concreto e a subpressão aplicada.



FIGURA 44 – MODELO 3D DA BARRAGEM DE CONCRETO E SUBPRESSÃO
FONTE: O AUTOR

O Quadro 8 apresenta os volumes obtidos no modelo do AUTOCAD, além do peso total de concreto e da subpressão a ser considerada.

Entidade	Volume	Peso total
Barragem de concreto	19.603,3333 m ³	+ 495.768,3 kN
Subpressão	9.213,75 m ³	- 92.137,5 kN
TOTAL		403.630,8 kN

QUADRO 8 – VOLUMES PARA VALIDAÇÃO
FONTE: O AUTOR

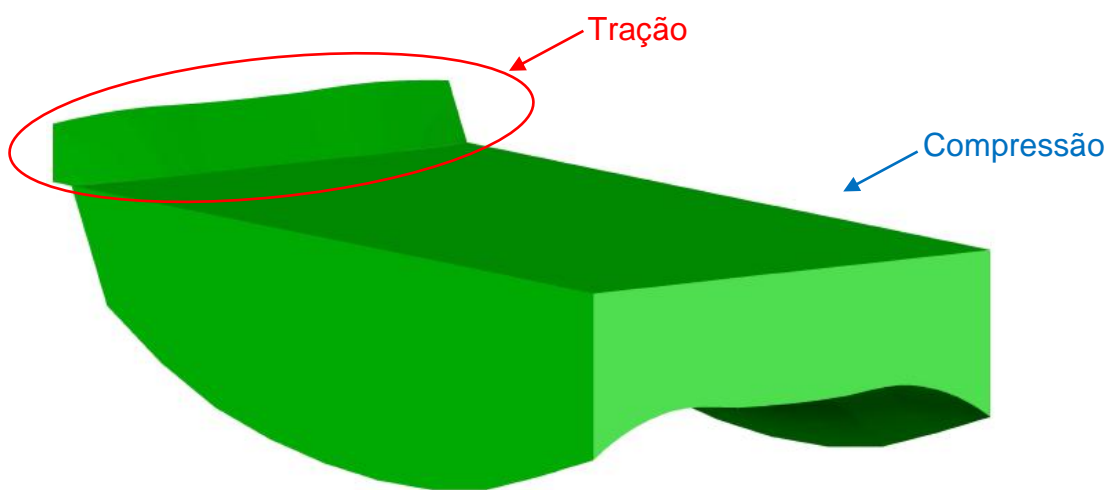


FIGURA 45 – DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES VERTICAIS DO MODELO DE BASE RETA E
E=78453,2 MPa
FONTE: O AUTOR

A Figura 45 representa o diagrama das tensões verticais na base e possui uma integral de 426.509,67 kN.

Dessa maneira temos:

$$Equilíbrio = \frac{403.630,8}{426.509,67} = 0,95$$

Observa-se uma imprecisão de 5%, considerado adequada às imprecisões gráficas do processamento da interface.

7.1.2.3 Comparação do modelo tridimensional com ombreira infinita e com ombreira limitada por dois planos horizontais

Para verificar qual o melhor modelo a ser utilizado no presente trabalho, foram analisadas duas configurações com condições de contorno diferentes na fundação. Uma considerando a ombreira como semi-infinita, como apresentado na Figura 34, e outra com fundação inclinada limitada por dois planos horizontais, como apresentado na Figura 33. As Figuras 46 e 47 apresentam os modelos tridimensionais desenvolvidos no SAP 2000.

O modelo de ombreira semi-infinita possui 28.158 nós e 25.300 elementos, enquanto o modelo de fundação inclinada com limitação por plano horizontais possui 22.383 nós e 19.962 elementos. Os deslocamentos foram restringidos na horizontal e na vertical, nas seções de rocha na borda, e o modelo foi engastado na face inferior da fundação.

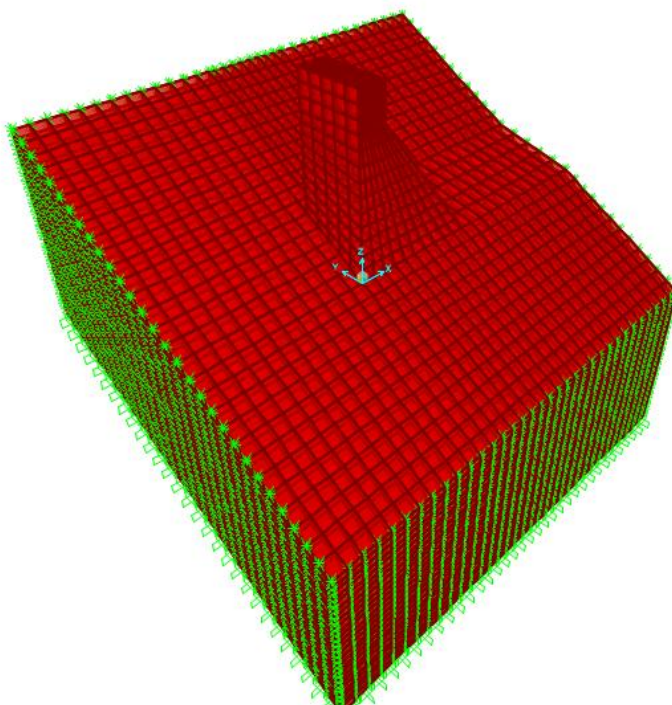


FIGURA 46 – MODELO TRIDIMENSIONAL DO SAP2000 DA BARRAGEM COM FUNDAÇÃO SEMI-INFINITA
FONTE: O AUTOR

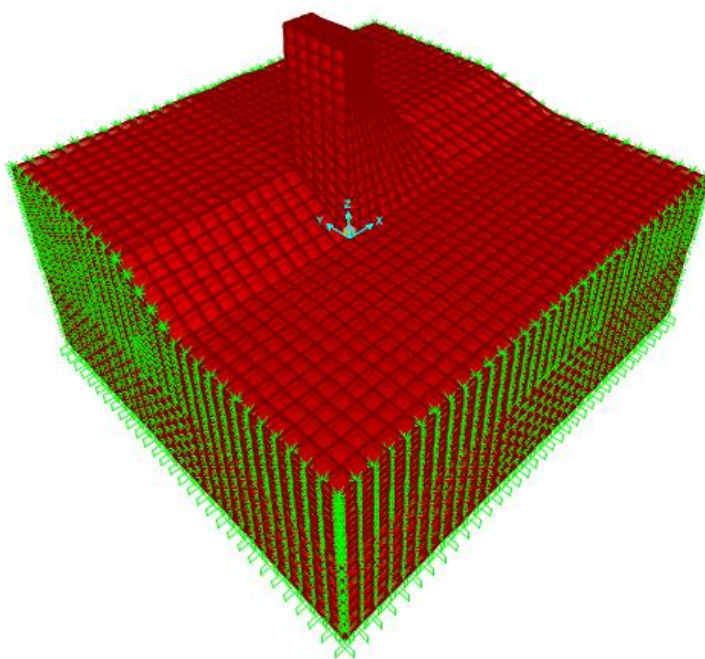


FIGURA 47 – MODELO TRIDIMENSIONAL DO SAP2000 DA BARRAGEM COM FUNDAÇÃO INCLINADA LIMITADA POR PLANOS HORIZONTAIS
FONTE: O AUTOR

Os Quadros 9 e 10 apresentam os resultados das tensões verticais para os dois modelos. Os pontos nos quadros apresentados são aqueles localizados na interface concreto/fundação do modelo. Os pontos 1 ao 13 representam a linha da extrema direita e os pontos 70 ao 199, da extrema esquerda. Sendo o ponto 1 coincidente com a origem do sistema de coordenadas, mostrado na Figura 47.

Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33
1	-380,85	69	-152,57	68	-84	67	9,4	66	84,31	70	543,66
4	-759,57	967	-489,013	3478	-441,54	3480	-370,433	3482	-340,438	3484	-170,65
5	-823,14	3976	-580,713	3812	-521,38	3656	-466,115	3483	-408,775	72	-341,035
6	-868,09	3977	-636,878	3813	-582,183	3657	-531,98	3485	-472,62	73	-485,575
7	-885,38	3978	-662,86	3814	-615,375	3658	-570,148	3487	-508,92	74	-581,56
8	-882,36	3979	-670,778	3815	-631,113	3659	-592,208	3489	-531,64	75	-651,195
9	-855,86	3980	-660,43	3816	-629,253	3660	-598,033	3491	-540,398	76	-696,825
10	-801,05	3981	-628,893	3817	-607,248	3661	-585,753	3493	-533,8	77	-718,57
11	-709,385	3982	-569,863	3818	-559,46	3662	-550,94	3495	-508,55	78	-712,375
12	-568,68	3983	-467,1	3819	-472,163	3663	-481,398	3497	-451,508	79	-665,145
13	-426,44	3843	-402,35	3829	-427,245	3674	-455,985	208	-450,04	199	-647,2

QUADRO 9 – TENSÕES VERTICAIS PARA MODELO DE FUNDAÇÃO INCLINADA LIMITADA POR PLANO HORIZONTAIS
FONTE: O AUTOR

Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33	Ponto	S33
1	-321,64	69	-134,03	68	-79,505	67	8,52	66	61,04	70	611,25
4	-690,19	967	-469,788	3478	-433,378	3480	-377,108	3482	-355,135	3484	-134,04
5	-749,435	3976	-560,603	3812	-512,145	3656	-463,508	3483	-421,425	72	-309,745
6	-791,93	3977	-616,213	3813	-572,388	3657	-529,198	3485	-486,75	73	-457,855
7	-807,76	3978	-641,745	3814	-605,275	3658	-567,578	3487	-523,245	74	-556,58
8	-804,37	3979	-649,253	3815	-620,758	3659	-589,91	3489	-546,093	75	-628,515
9	-778,755	3980	-638,583	3816	-618,673	3660	-595,983	3491	-554,745	76	-676,045
10	-726,73	3981	-607,03	3817	-596,54	3661	-583,828	3493	-547,843	77	-699,13
11	-641,09	3982	-548,955	3818	-548,855	3662	-548,773	3495	-521,425	78	-693,625
12	-512,19	3983	-449,76	3819	-461,928	3663	-477,623	3497	-460,42	79	-645,695
13	-386,58	3843	-388,15	3829	-416,63	3674	-446,13	208	-452,41	199	-616,53

QUADRO 10 – TENSÕES VERTICAIS PARA MODELO COM FUNDAÇÃO SEMI-INFINITA NA OMBREIRA
FONTE: O AUTOR

Analisando os valores apresentados nos Quadros 9 e 10, verifica-se que os modelos possuem comportamentos semelhantes. A variação ocorre devido ao travamento que a interceptação dos planos horizontais causa. No entanto, a fim de validar os modelos, a comparação dos valores de tensão vertical se mostrou adequada, e os modelos dentro de suas imprecisões.

Os deslocamentos dos dois modelos também são semelhantes. Os maiores deslocamentos foram observados na crista da barragem. Para o modelo com fundação limitada por planos horizontais os maiores deslocamentos foram 1,484mm na direção x, 0,514mm na direção y e 1,304mm na direção z. Já no modelo com fundação inclinada semi-infinita os maiores deslocamentos foram 1,475mm na direção x, 0,828 na direção y e 1,264 na direção z.

Tais resultados mostram que o objetivo de validação do modelo foi alcançado, indicando que ambos os modelos permitem interpretação dos fenômenos. Para a sequência do trabalho, o presente autor escolheu utilizar os modelos com base inclinada e limitados por planos horizontais, que demandam menor esforço computacional.

8 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Como já foi relatado no presente trabalho, as análises da segurança ao deslizamento e a análise das tensões na interface concreto fundação são, em geral, as situações que orientam o dimensionamento de uma barragem de concreto à gravidade. Critérios como o da Eletrobrás (2003) especificam ainda duas análises complementares, a análise ao tombamento e análise à flutuação. No entanto, como essas últimas duas análises não são determinantes para o dimensionamento de uma barragem de concreto à gravidade, optou-se por não as verificar no presente trabalho.

Este capítulo trará os resultados obtidos para análise ao deslizamento e verificação de tensões na base, e também uma análise comparativa dos resultados obtidos para o deslocamento da estrutura com as leituras da instrumentação da UHE José Richa. O modelo estudo no presente trabalho possui características e dimensões diferentes da barragem da UHE Governador José Richa, dessa maneira, a comparação será qualitativa e aproximada.

Além disso, serão apresentadas as conclusões sobre a análise de sensibilidade realizada, mencionada no Capítulo 7.

O objetivo central desta dissertação é a análise da inclinação das obreiras, e seus efeitos na avaliação da estabilidade de uma barragem de concreto a gravidade, verificando os desvios gerados pelos modelos simplificados sugeridos nos critérios internacionais. Assim sendo, os modelos numéricos foram desenvolvidos para permitir a visualização da estrutura deformada, comparando os deslocamentos das juntas de contração. Com esses dados é possível a comparação com resultados de instrumentação de juntas em protótipos semelhantes, onde são possíveis de serem avaliados os efeitos das variações volumétricas geradas pela geração de calor, devido as reações de hidratação do aglomerante e a sazonalidade da temperatura ambiente. A seguir pode-se verificar as consequências nas verificações da estabilidade global.

Devido ao significativo esforço computacional e gráfico para desenvolver o estudo, os modelos consideraram uma borda livre entre o reservatório e o coroamento da barragem de 1,0 metro. Como a maioria das barragens desenvolvidas são a fio d'água, ou seja, não reservam volumes úteis consideráveis, as diferenças de altura entre os níveis normais máximos e máximos maximorum são em torno de um metro.

Assim sendo, o caso analisado considera um nível relativamente alto para um caso normal, outrossim, permite uma análise interessante das deformações e, também,

a verificação da degradação dos índices utilizados para avaliar a segurança da barragem.

Para efeito de avaliar a estrutura via os critérios da Eletrobrás (2003), considerou-se duas possibilidades, os drenos operantes (caso normal) e inoperantes (caso excepcional ou limite).

Verifica-se, em muitos casos, que os casos normais podem ser mais limitantes que os casos limites sem a consideração de sismos (RUGGERI, 2004).

Por uma questão de diminuir o texto, evitando dispersão de dados para avaliação, será apresentado apenas o resultado do caso de carregamento que condicionada a segurança, o caso de carregamento normal.

8.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE AO DESLIZAMENTO

Neste item serão apresentados os resultados da análise ao deslizamento. Na análise para o modelo de base reta apenas o empuxo de água a montante provoca a tendência ao deslizamento. No entanto, na análise dos modelos com base inclinadas existem duas parcelas que levam à uma tendência ao deslizamento, uma parcela do empuxo de água no sentido montante jusante e a parcela das resultantes das forças verticais no sentido da inclinação das ombreiras. Essa situação pode ser observada na Figura 48, que apresenta um cálculo vetorial da integração de tensões de cisalhamento na base e, pode-se considerar que a resultante obtida é a responsável pelo deslizamento da barragem na seção da base.

Os resultados de cada ponto do modelo discretizado do SAP2000 foram integrados a fim de se obter os esforços aplicados na interface concreto fundação. De acordo com as equações 17 e 18, as tensões de cisalhamento deverão ser resistidas pela soma da parcela do atrito e da parcela da coesão.

Para verificar como a barragem se comporta mediante a variação dos parâmetros de fundação foi feita uma análise de sensibilidade variando o ângulo de atrito em 40° e 45° , e variando a coesão em 0 kN/m^2 , 100 kN/m^2 , 200 kN/m^2 , 300 kN/m^2 e 400 kN/m^2 .

Serão aplicados os critérios usuais, aceitos internacionalmente nas integrais dos dois valores, verificando os efeitos dos parâmetros adotados na Segurança Global.

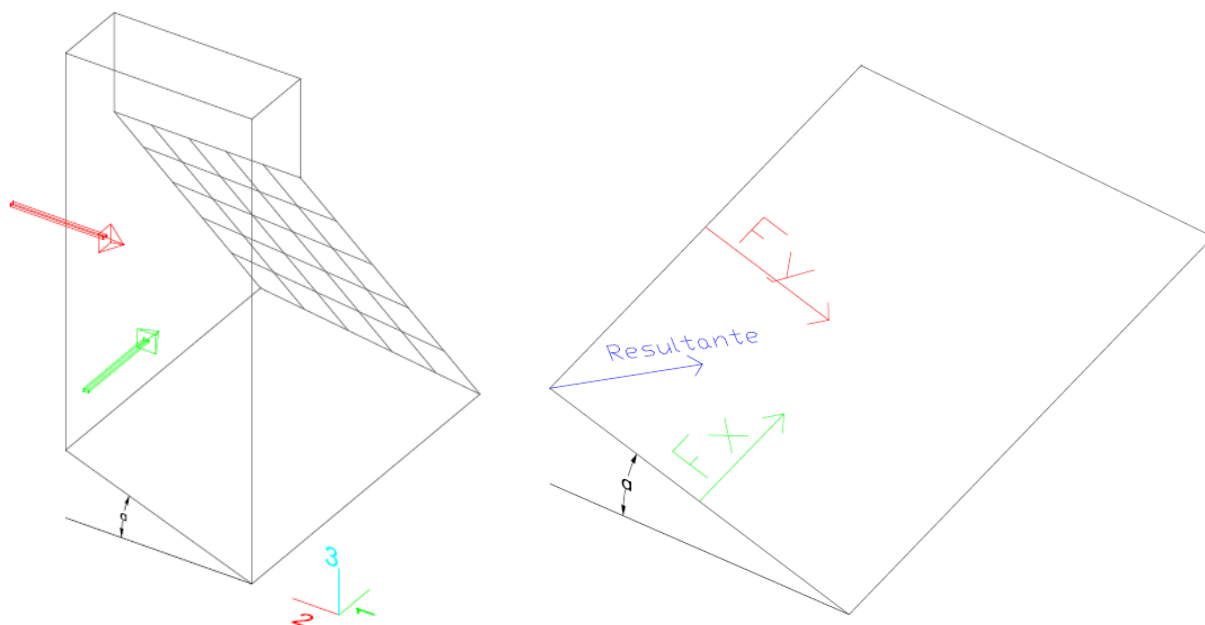


FIGURA 48 – ESQUEMA DO DESENVOLVIMENTO DAS TENSÕES CISALHANTES NO MODELO DE FUNDAÇÃO INCLINADA
FONTE: O AUTOR

O efeito da inclinação da fundação pode ser verificado a partir das análises das Figuras 49 a 72 que apresentam as tensões normais e tangenciais na fundação. As direções são apresentadas na Figura 48, onde o eixo 1 é aquele com direção montante jusante, o eixo 2 com direção das inclinações das ombreiras e o eixo 3 perpendicular aos outros dois.

A tensão tangencial na direção 2-3 é simétrica para o modelo com base reta, como já era esperado, demonstrando que a única força que causa tensões cisalhantes em sua base é o empuxo de água a montante.

Nota-se que, a partir do momento que a fundação começa a ficar inclinada, as tensões tangenciais na direção 2-3 passam a ser todas negativas, ou seja, explicita a tendência de deslizamento da fundação, também na direção 2-3 e não somente na direção 1-3 como no modelo com base reta.

É possível notar que à medida que a fundação se torna menos rígida, ou seja, o módulo de elasticidade da fundação é diminuído, as tensões de cisalhamento máximas aumentam, nas duas direções.

Tensões Tangenciais na direção 1-3 ($E=78453,2$ MPa)

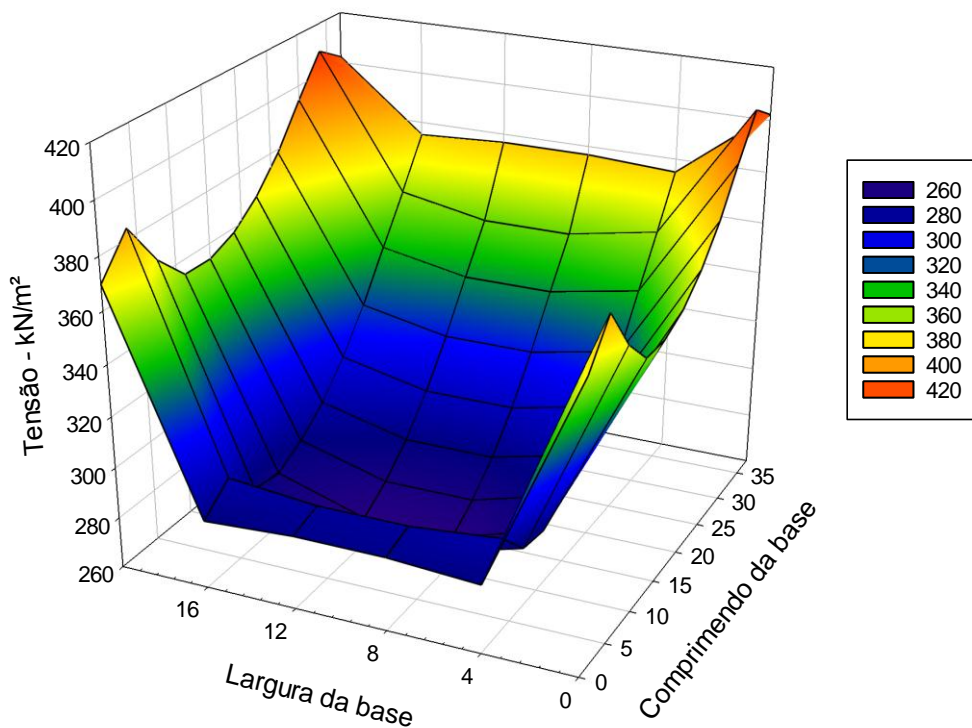


FIGURA 49 – MODELO BASE RETA – τ_{13} ($E=78453,2$ MPa)
FONTE: O AUTOR

Tensões tangenciais direção 2-3 ($E=78453,2$ MPa)

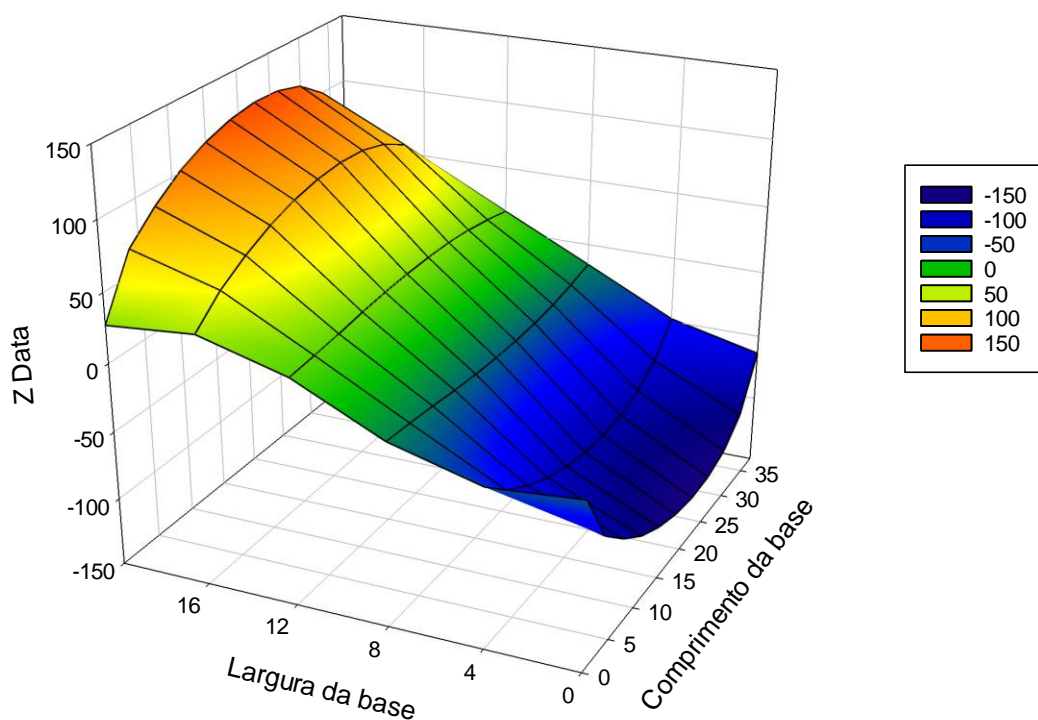
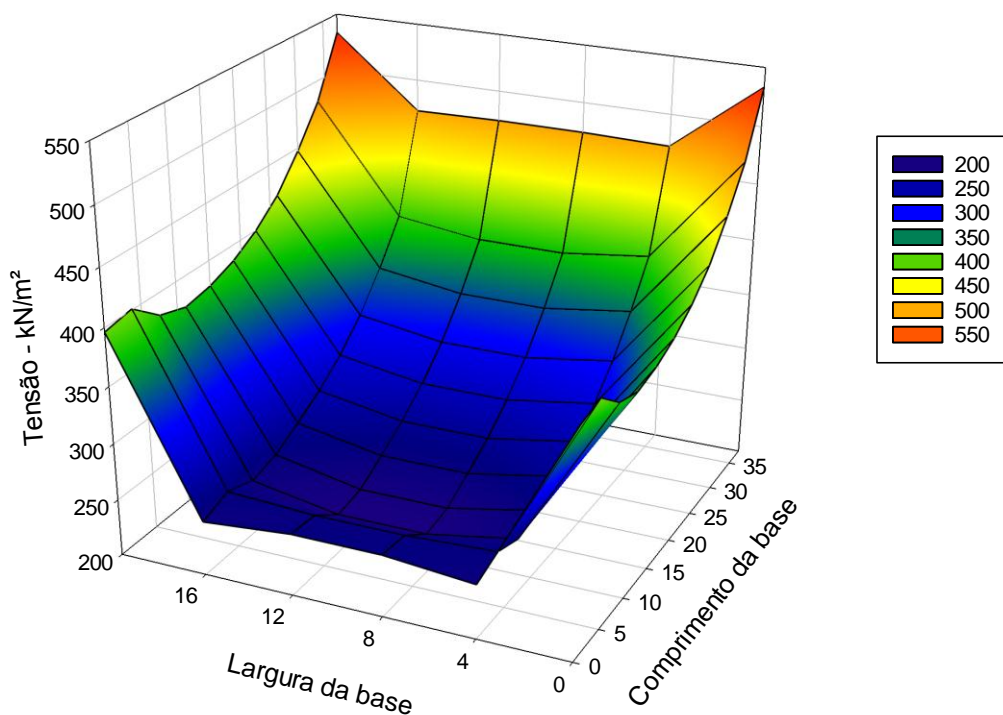
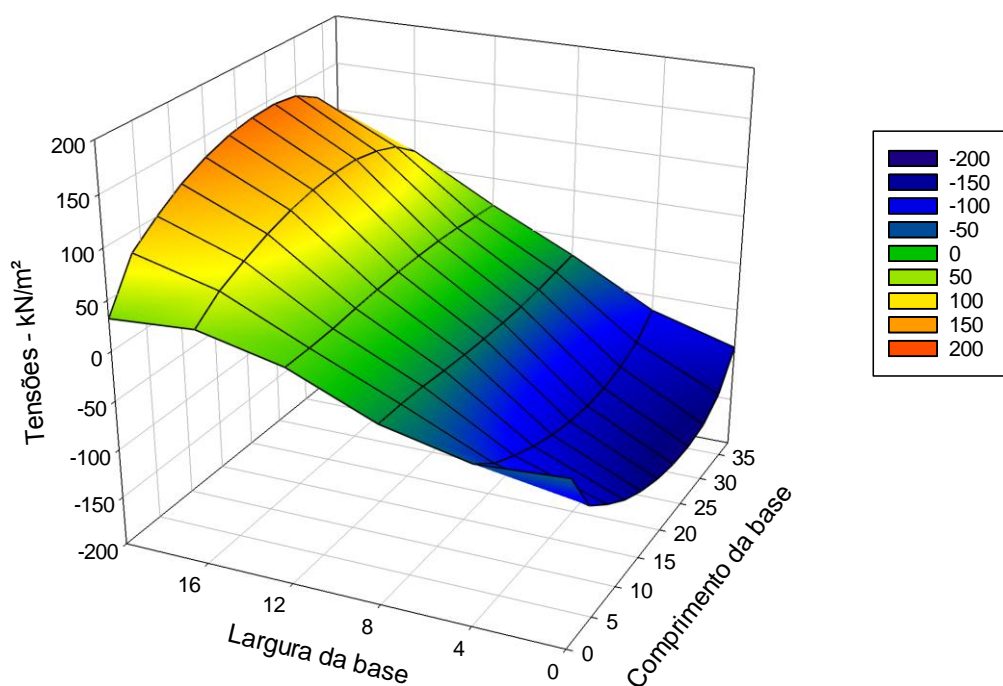
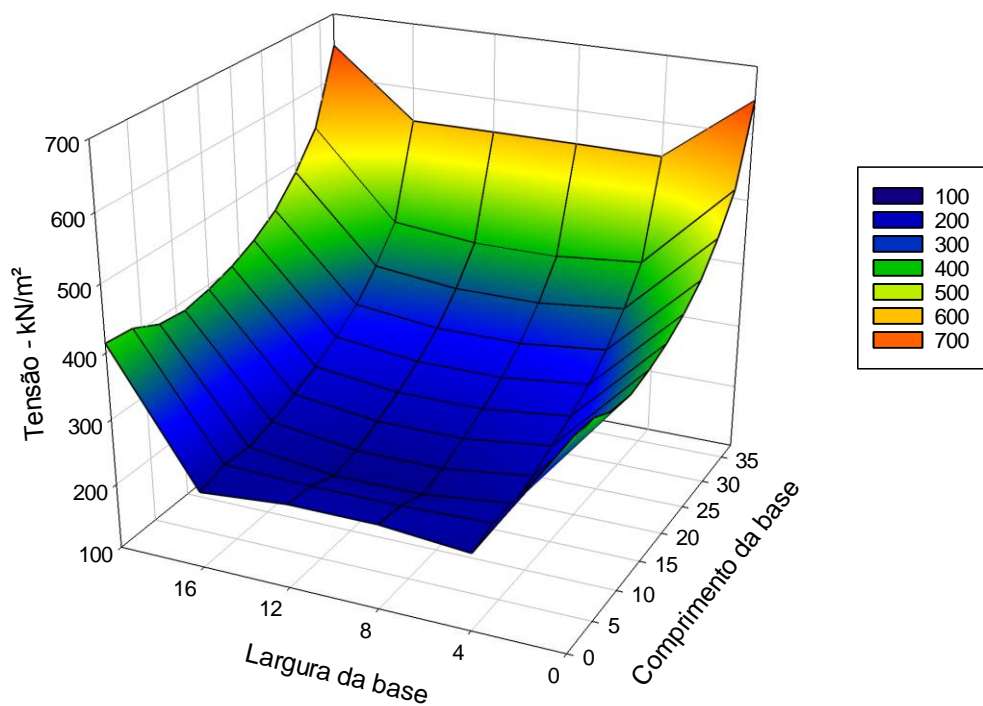


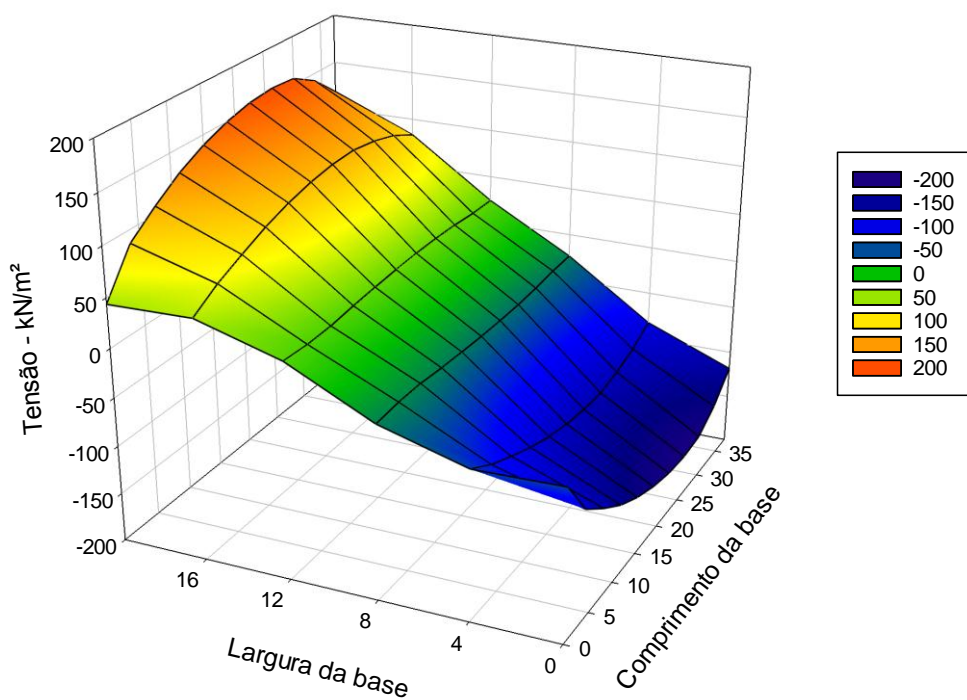
FIGURA 50 – MODELO BASE RETA – τ_{23} ($E=78453,2$ MPa)
FONTE: O AUTOR

Tensões na direção 1-3 ($E=39226,6$ MPa)FIGURA 51 – MODELO BASE RETA – τ_{13} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTORTensões na direção 2-3 ($E=39226,6$ MPa)FIGURA 52 – MODELO BASE RETA – τ_{23} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTOR

Tensões na direção 1-3 (E=26151,067 MPa)

FIGURA 53 – MODELO BASE RETA – τ_{13} (E=78453,2 MPa)
FONTE: O AUTOR

Tensões na direção 2-3 (E=26151,067 MPa)

FIGURA 54 – MODELO BASE RETA – τ_{13} (E=78453,2 MPa)
FONTE: O AUTOR

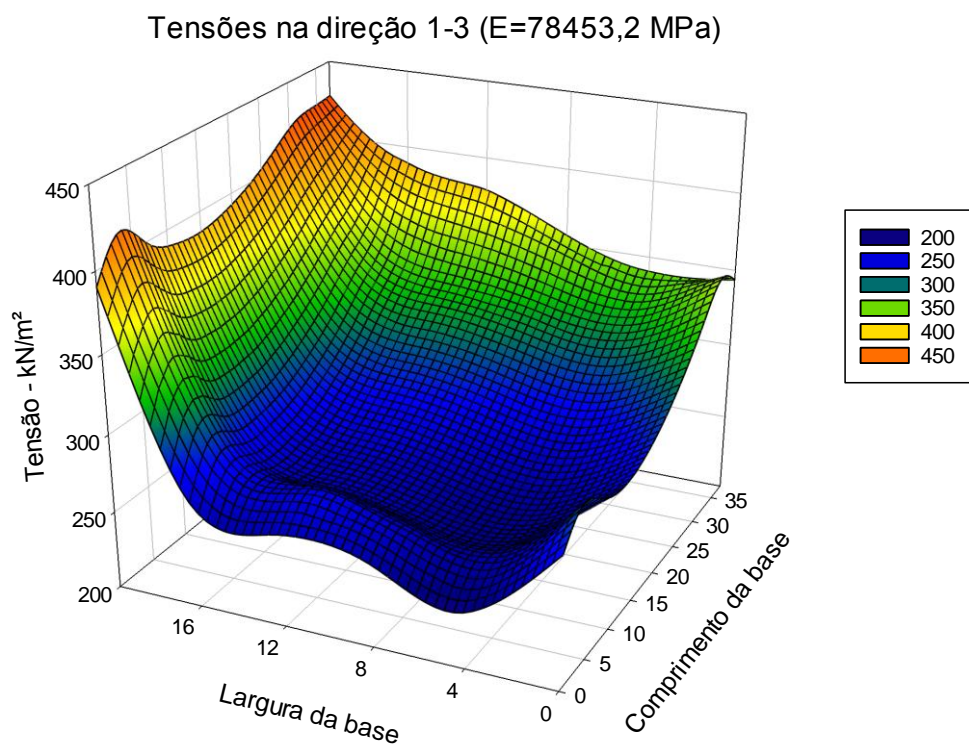


FIGURA 55 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{13} ($E=78453,2$ MPa)
 FONTE: O AUTOR

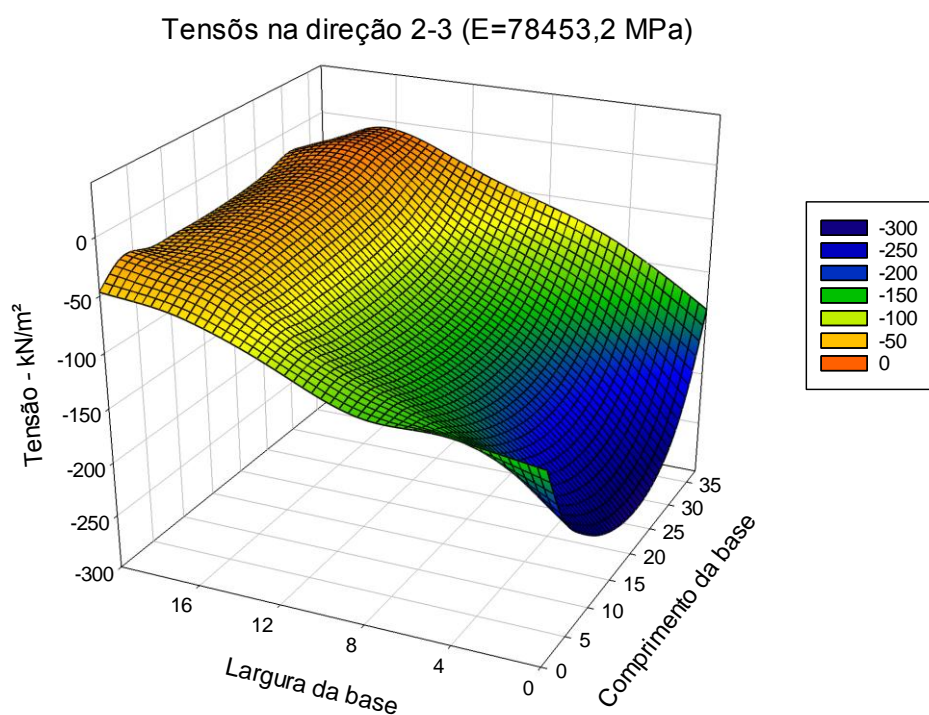
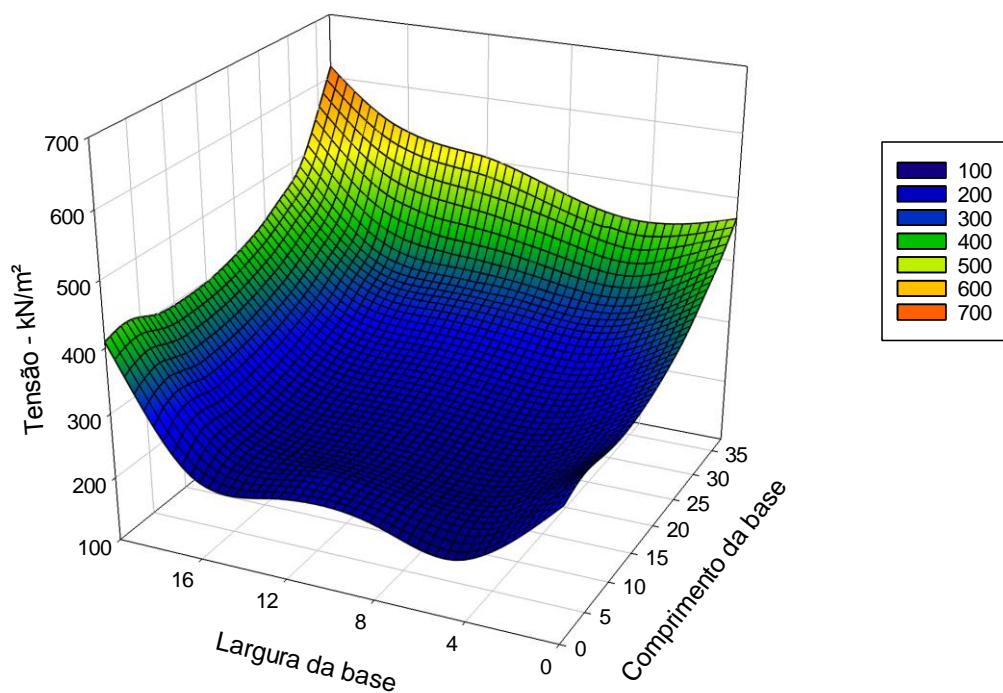
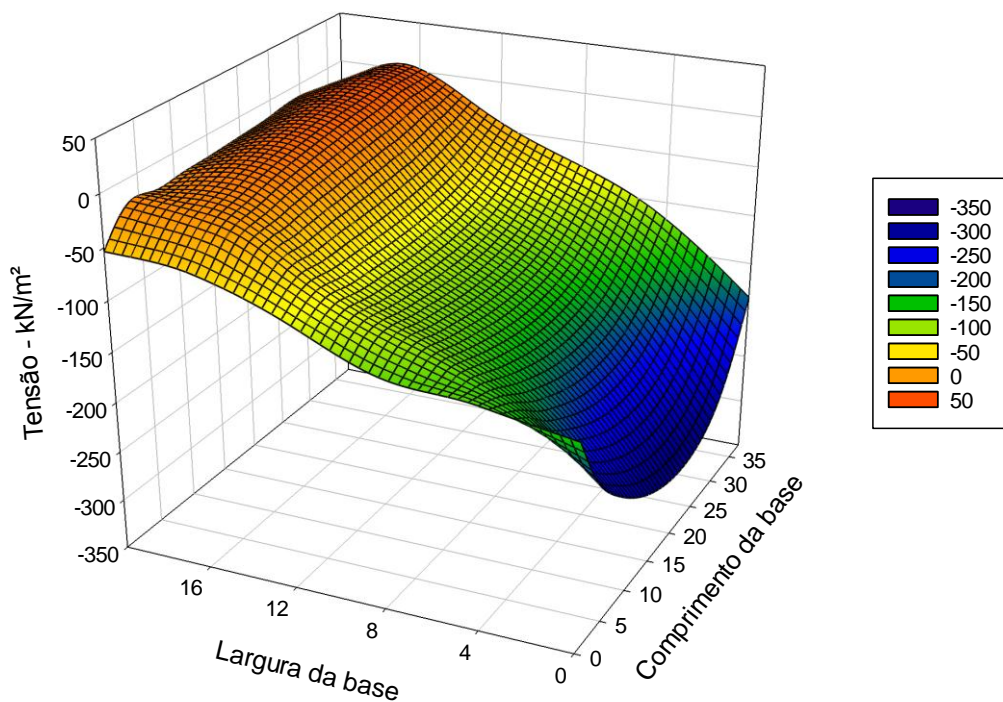
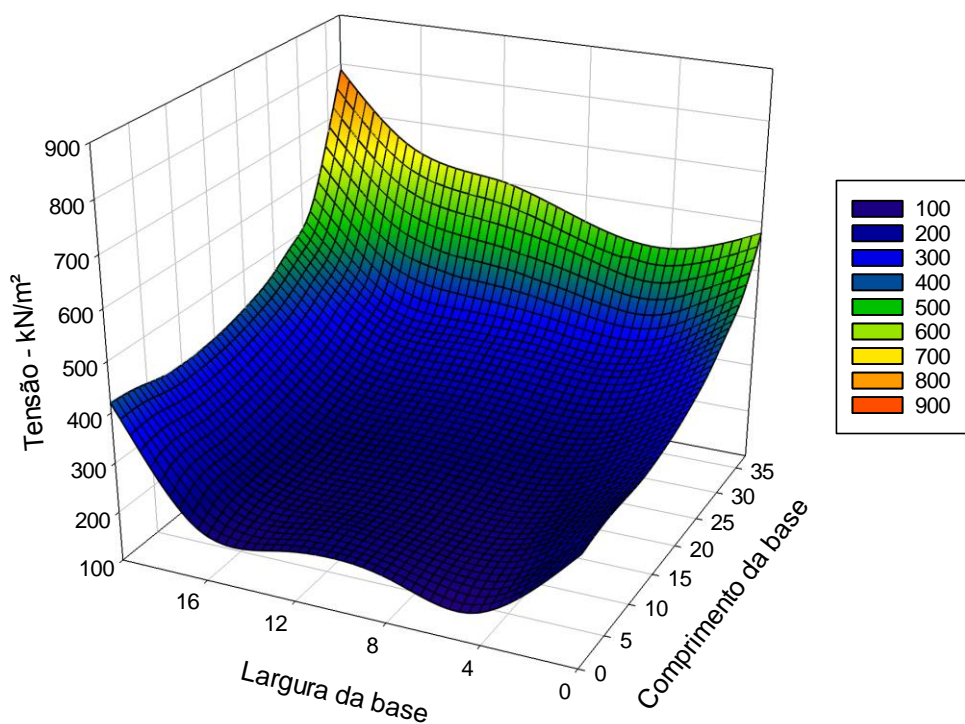


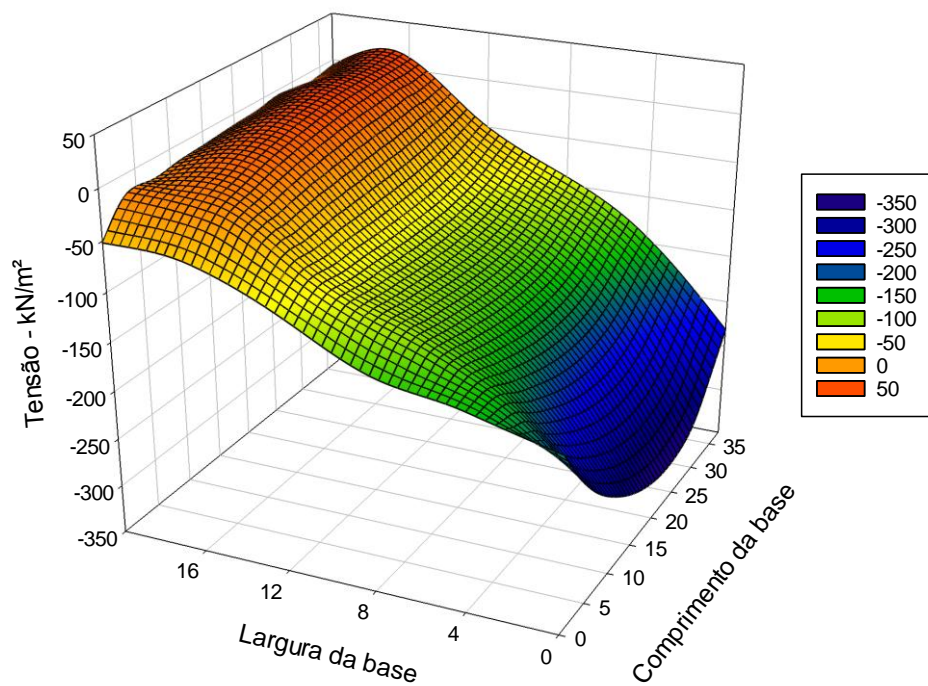
FIGURA 56 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{23} ($E=78453,2$ MPa)
 FONTE: O AUTOR

Tensões na direção 1-3 ($E=39226,6$ MPa)FIGURA 57 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{13} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTORTensões na direção 2-3 ($E=39226,6$ MPa)FIGURA 58 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{23} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTOR

Tensões na direção 1-3 (E=26151,067 MPa)

FIGURA 59 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{13} (E=26151,067 MPa)
FONTE: O AUTOR

Tensões na direção 2-3 (E=26151,067 MPa)

FIGURA 60 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 10° – τ_{23} (E=26151,067 MPa)
FONTE: O AUTOR

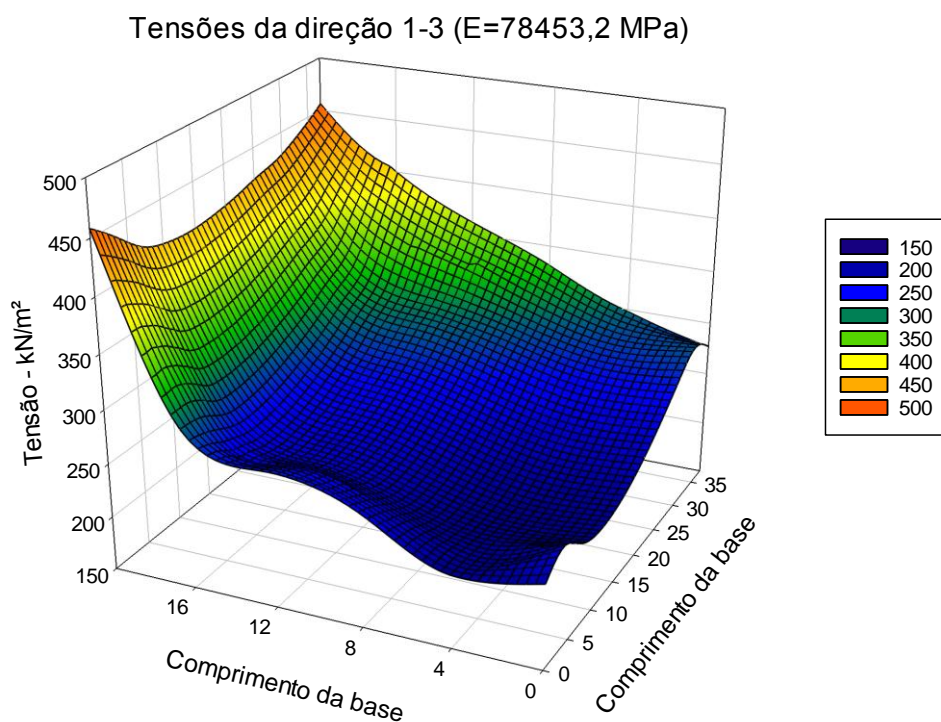


FIGURA 61 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{13} ($E=78453,2$ MPa)
 FONTE: O AUTOR

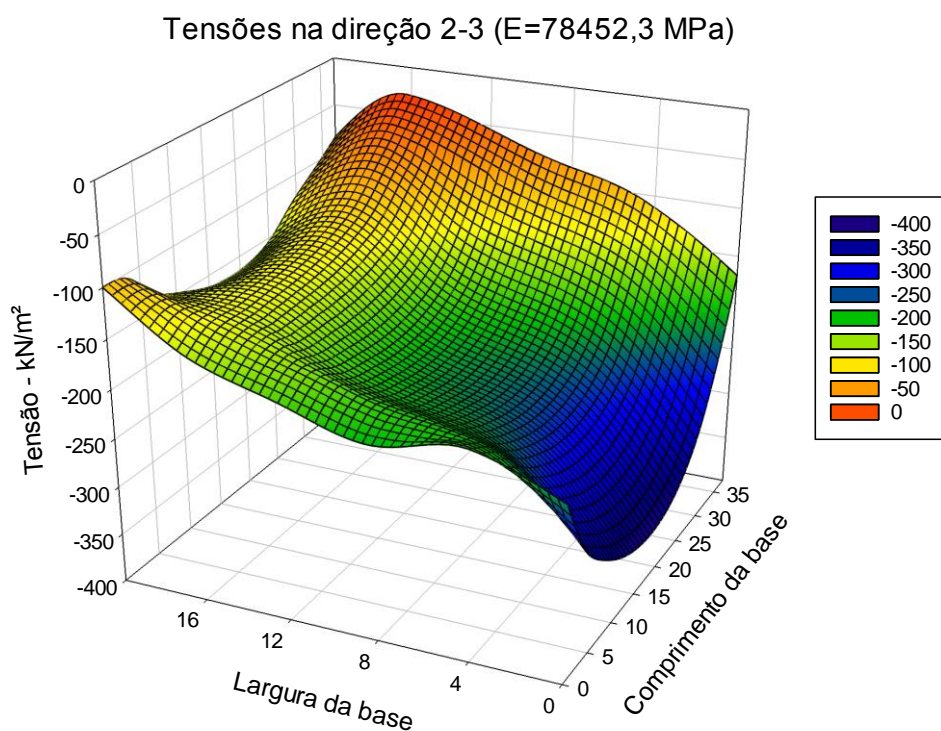


FIGURA 62 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{23} ($E=78453,2$ MPa)
 FONTE: O AUTOR

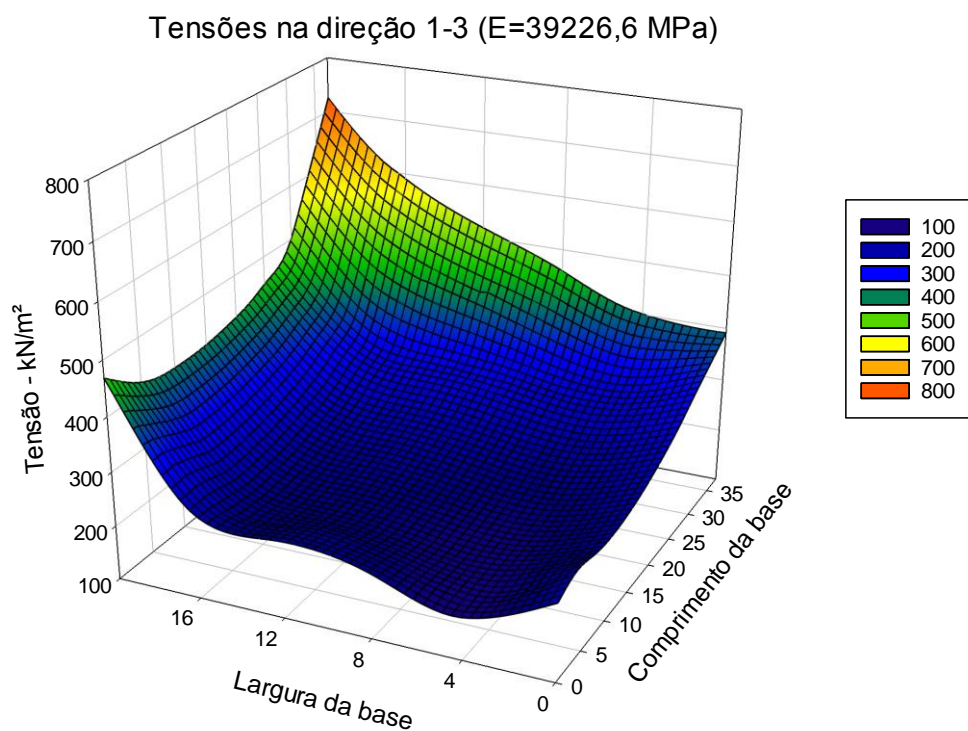


FIGURA 63 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{13} ($E=39226,6$ MPa)
 FONTE: O AUTOR

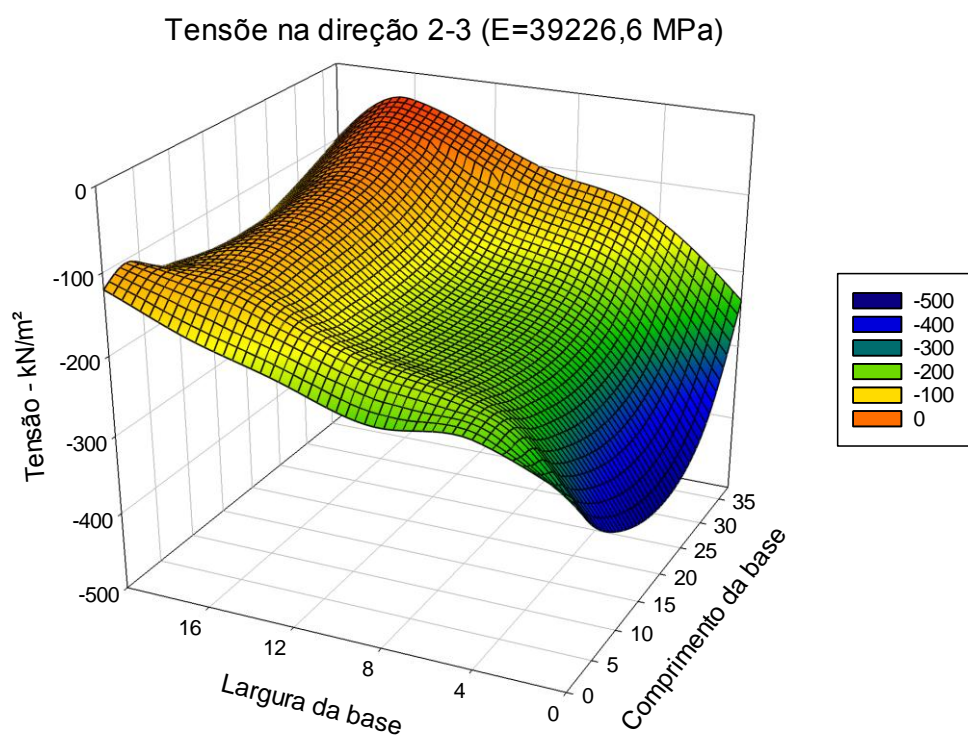


FIGURA 64 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{23} ($E=39226,6$ MPa)
 FONTE: O AUTOR

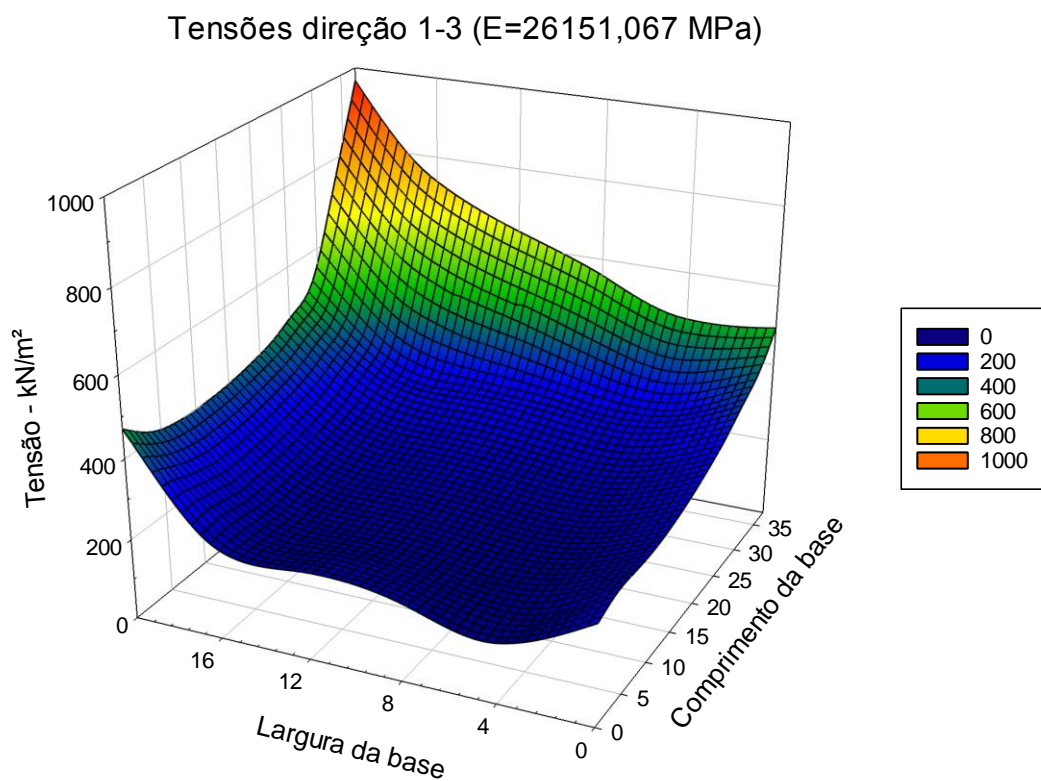


FIGURA 65 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{13} ($E=26151,067$ MPa)
FONTE: O AUTOR

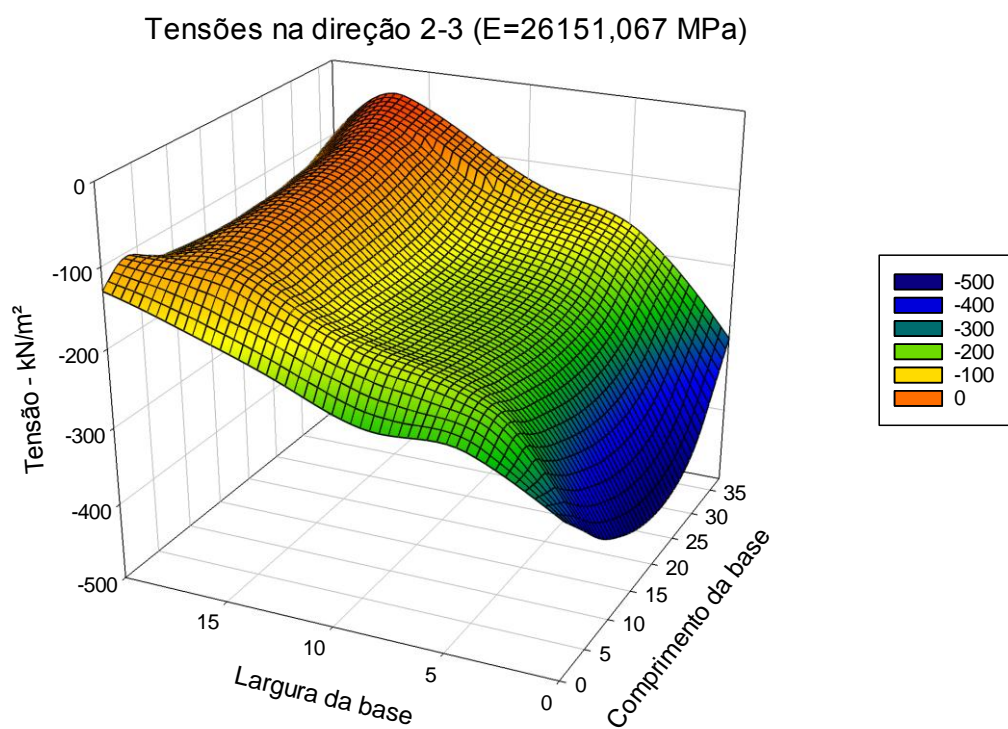


FIGURA 66 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 20° – τ_{23} ($E=26151,067$ MPa)
FONTE: O AUTOR

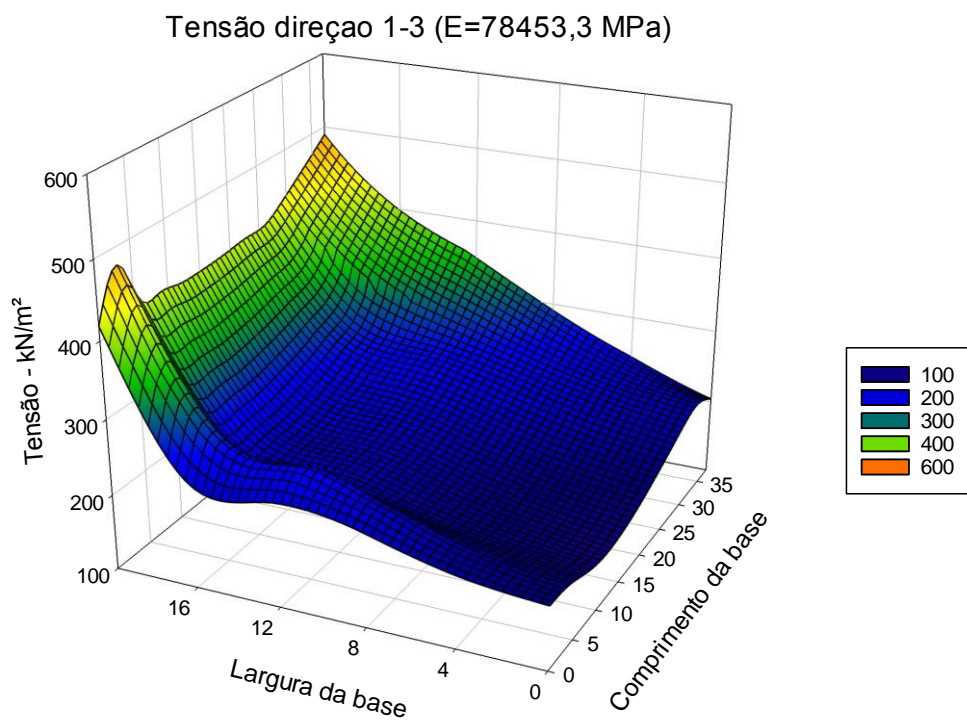


FIGURA 67 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{13} ($E=78453,2$ MPa)
FONTE: O AUTOR

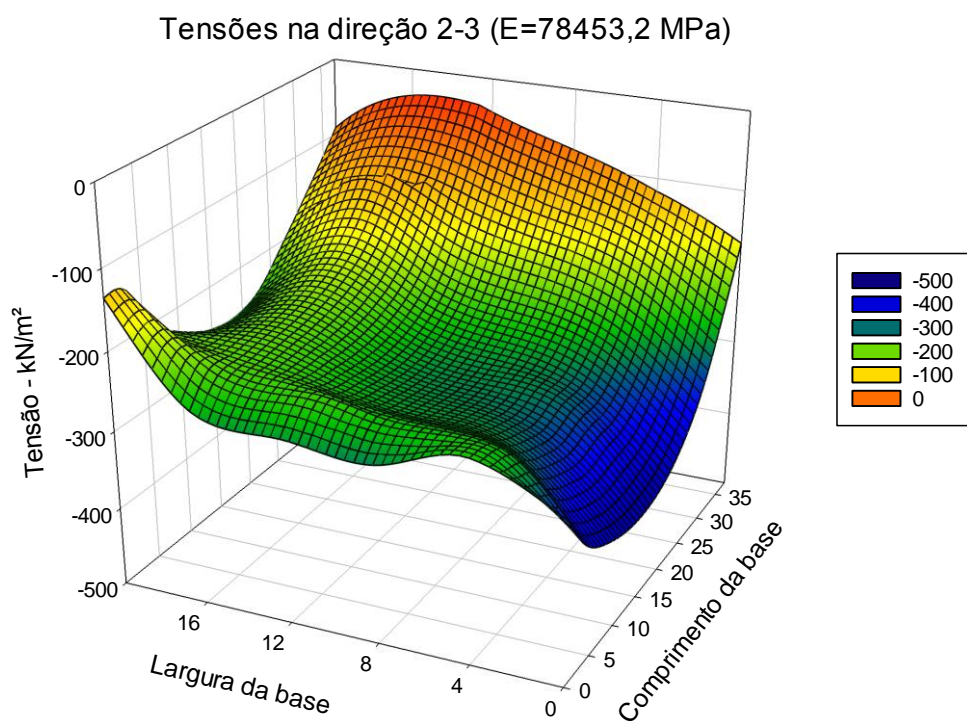


FIGURA 68 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{23} ($E=78453,2$ MPa)
FONTE: O AUTOR

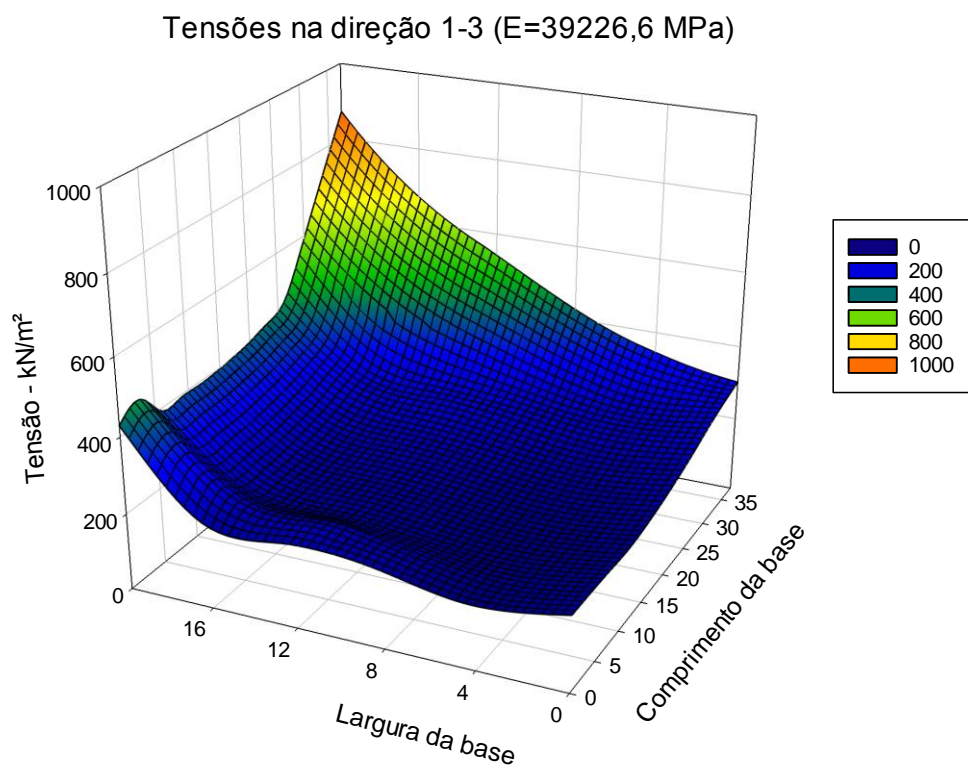


FIGURA 69 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{13} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTOR

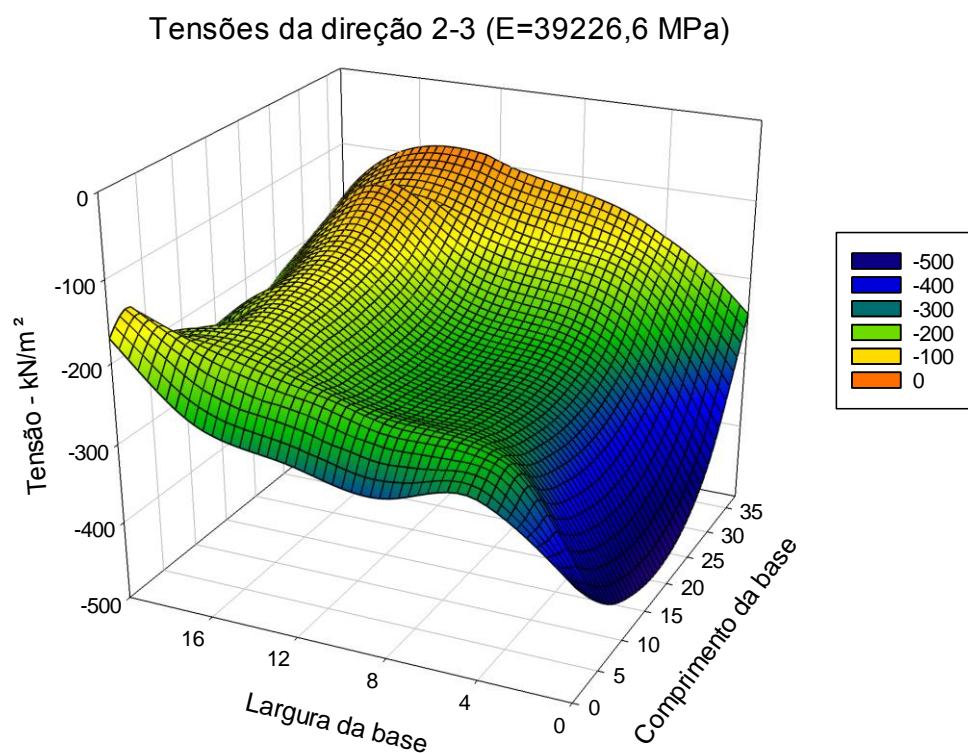


FIGURA 70 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{23} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTOR

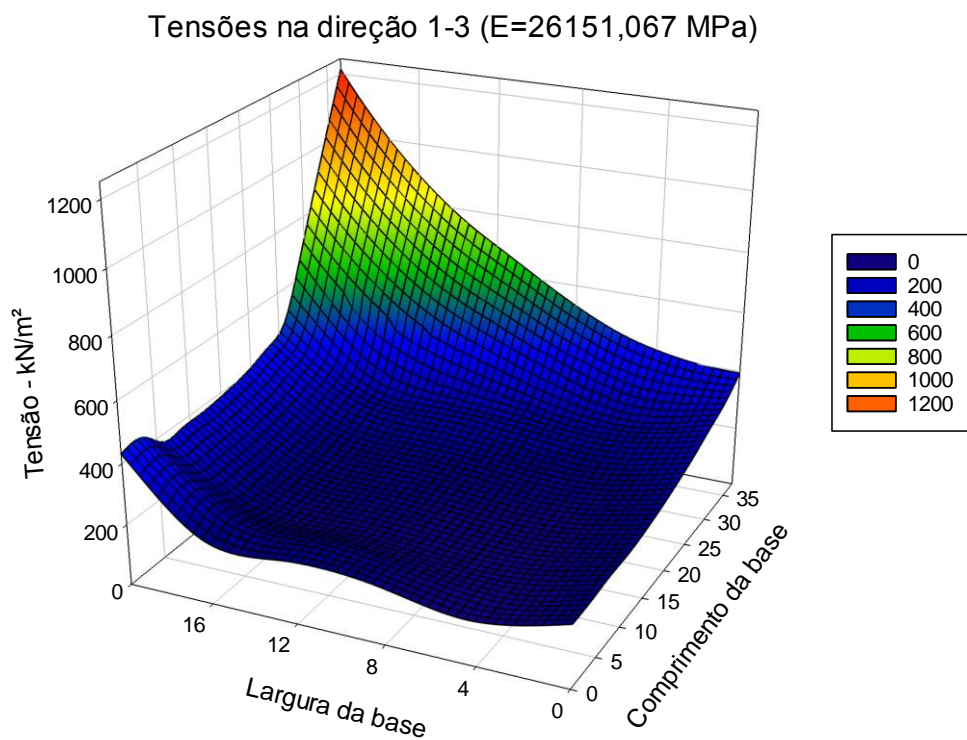


FIGURA 71 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{13} ($E=26151,067$ MPa)
FONTE: O AUTOR

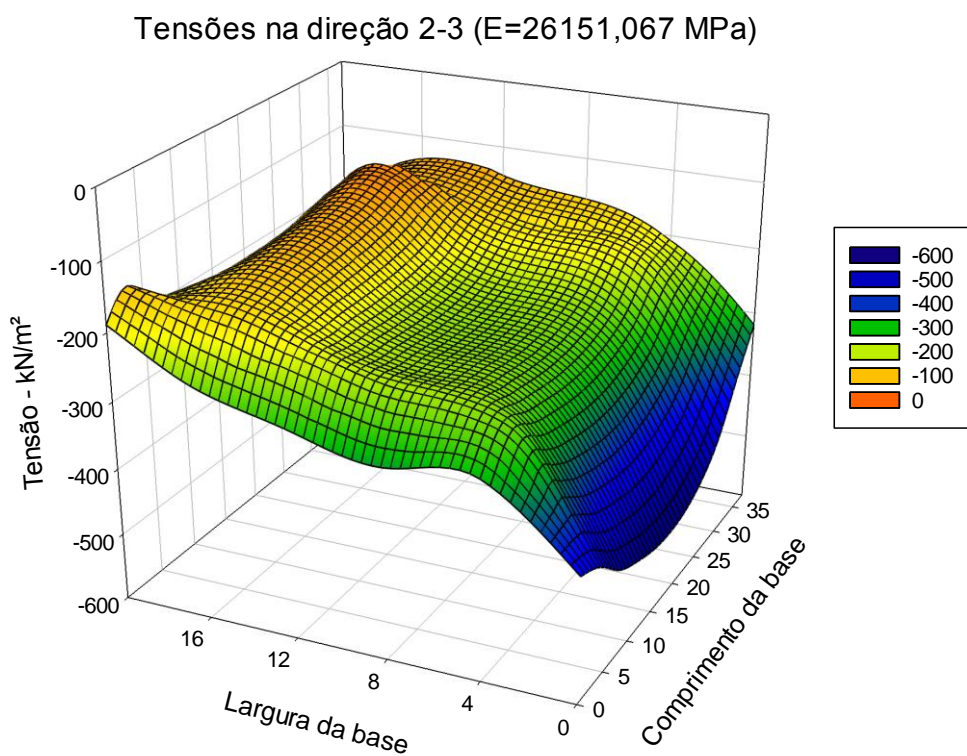


FIGURA 72 – MODELO BASE INCLINAÇÃO 30° – τ_{23} ($E=26151,067$ MPa)
FONTE: O AUTOR

8.1.1 Inclinação de 0°

Com os diagramas apresentados, pode-se calcular as resultantes das tensões normais e das tensões tangenciais, tanto na direção do fluxo quanto na direção da inclinação. O Quadro 11 apresenta as integrais numéricas dessas grandezas, que permitem uma avaliação da segurança ao deslizamento aos moldes do preconizado nos Critérios de Projetos da Eletrobrás (2003). Na verificação da segurança ao deslizamento, conforme equações 17 e 18, os critérios utilizam coeficientes de segurança internos diferentes para a coesão e para o cisalhamento, considerando que o último seja mais confiável. Como a coesão depende da aderência do concreto com a fundação, da microfissuração do concreto e do estado na rocha nas camadas imediatamente inferiores ao topo rochoso, o autor considera que o parâmetro depende de forma importante dos processos de limpeza e preparação da fundação, o que tornaria natural a cautela apresentada no referido regulamento. Não pode deixar de ser mencionada a importância das investigações preliminares utilizadas para escolha dos parâmetros de projeto (MARQUES FILHO, 2012).

Variando os parâmetros da envoltória de resistência, a segurança ao deslizamento está satisfeita para valores iguais ou superiores a 1,0. As Figuras 73 a 78 apresentam os resultados para o modelo com base reta.

MODELO BASE RETA				
Módulo de elasticidade da fundação	Resultantes das Tensões Normais (kN)		Resultantes das Tensões Tangenciais (kN)	% Base Comprimida
	Positivo	Negativo		
E=78453,2 MPa	422273,48	4236,17	237654,89	95,65
E=39226,6 MPa	414977,03	1127,44	235411,29	97,47
E=26151,07 MPa	409882,25	14,05	233656,87	99,81

QUADRO 11 – RESUMOS DAS RESULTANTES DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE RETA

FONTE: O AUTOR

Como os esforços aplicados são os mesmos, independentemente dos módulos de elasticidade, os esforços normais e tangenciais devem fornecer valores iguais. Observando o Quadro 11, verifica-se que a resultante normal varia no máximo 1,0% e as tangenciais 0,9%. As pequenas diferenças são devidas ao erro numérico do modelo

e de tratamento de dados. Pela diferença, verifica-se a coerência dos resultados obtidos.

Há uma diferença significativa das tensões normais e cisalhantes com a variação do módulo de elasticidade quando tomadas ponto a ponto, no entanto as resultantes, como mostrado anteriormente, se aproximaram bastante. Ocorre também um aumento da porcentagem da área da barragem comprimida com a diminuição do módulo.

O coeficiente de segurança ao deslizamento foi praticamente o mesmo na comparação dos resultados quando o ângulo de atrito se mantém constante. Ou seja, para os três níveis de módulo de elasticidade da fundação o FSD se manteve quase inalterado. Esse resultado já era esperado, pois para haver um equilíbrio de forças e tensões do sistema tal fato deveria ocorrer. Dessa maneira, o modelo tridimensional via Método dos Elementos Finitos se mostrou adequado.

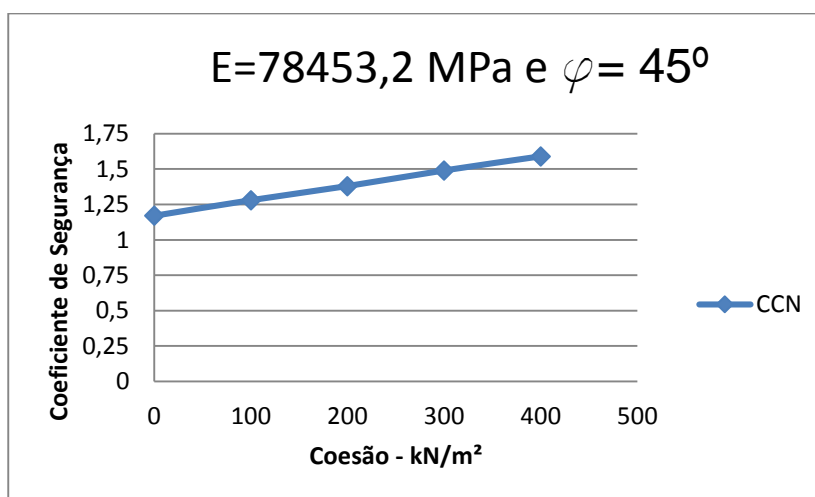


FIGURA 73 – FSD BASE RETA (E= 78453,2 MPa e $\varphi = 45^\circ$)
FONTE: O AUTOR

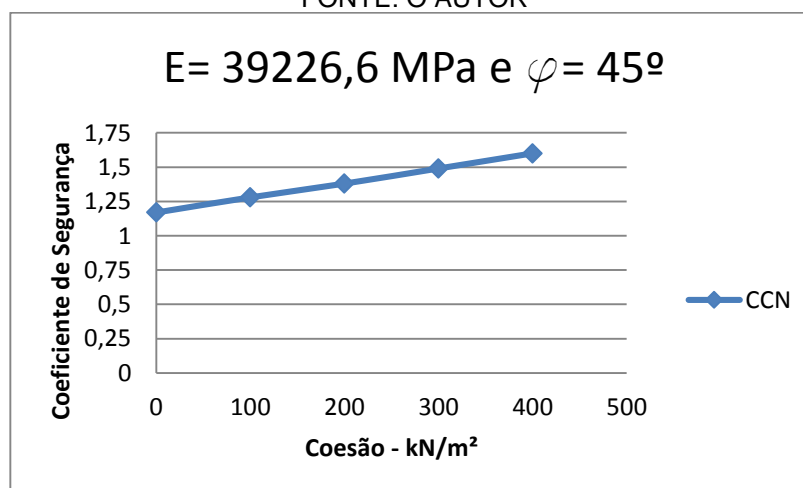


FIGURA 74 – FSD BASE RETA (E= 39226,6 MPa e $\varphi = 45^\circ$)
FONTE: O AUTOR

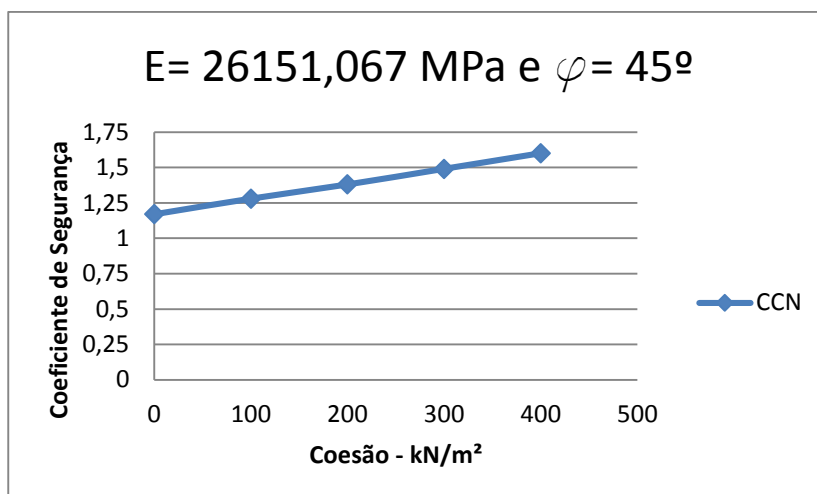


FIGURA 75 – FSD BASE RETA (E= 26151,067 MPa e $\varphi = 45^\circ$)
FONTE: O AUTOR

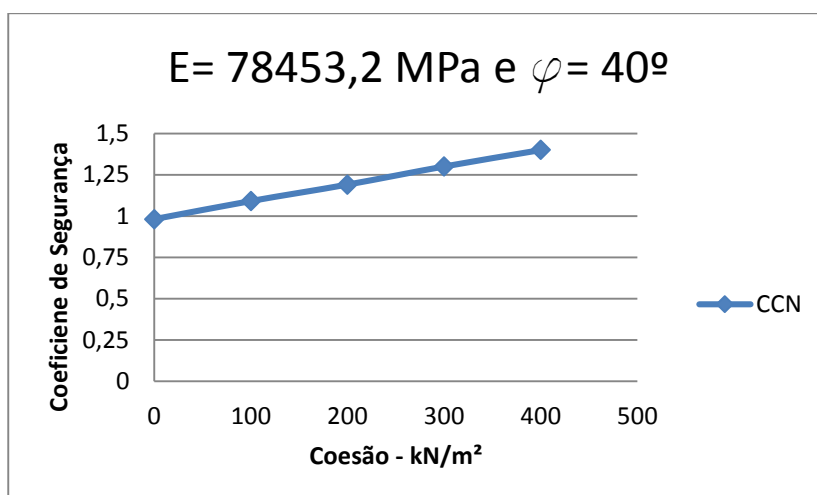


FIGURA 76 – FSD BASE RETA (E= 78453,2 MPa e $\varphi = 40^\circ$)
FONTE: O AUTOR

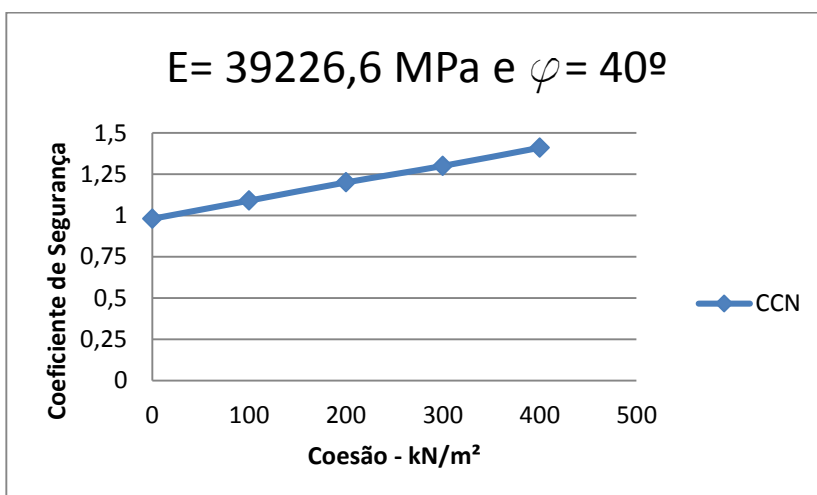


FIGURA 77 – FSD BASE RETA (E= 39226,6 MPa e $\varphi = 40^\circ$)
FONTE: O AUTOR

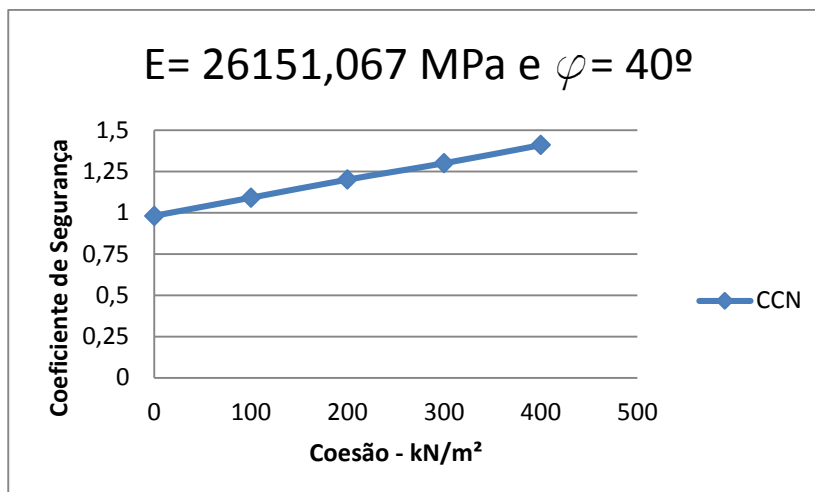


FIGURA 78 – FSD BASE RETA ($E = 26151,067$ MPa e $\varphi = 40^\circ$)
 FONTE: O AUTOR

Notam-se, a partir das observações das Figuras 73 a 78 que os coeficientes de segurança são maiores nas análises onde o ângulo de atrito é igual a 45° , sendo que para esse caso, todas as combinações respeitaram o coeficiente mínimo preconizado pela Eletrobrás (2003), ou seja, são superiores à unidade.

Analisando-se os resultados onde o ângulo de atrito foi considerado 40° observa-se que para a combinação onde a coesão foi considerada zero o coeficiente mínimo não foi alcançado para a condição de carregamento normal, sendo necessário a consideração de uma coesão de 100 kN/m² para satisfazer a segurança.

Para todos os demais casos, a condição mínima é satisfeita, sendo que, como era esperado, o aumento da coesão aumenta a segurança ao deslizamento. É importante ressaltar, que a condição de dimensionamento, ou seja, a condição mais crítica foi para a condição de carregamento normal.

8.1.2 Inclinação de 10°

O Quadro 12 apresenta os resultados das integrais das tensões normais e tangenciais para o modelo com inclinação da fundação de 10° assim como a porcentagem da base comprimida.

Assim como na análise para o modelo com base reta, houve uma diferença considerável da distribuição de tensões com a variação do módulo de elasticidade, a integral das tensões normais e tangenciais, tem o mesmo comportamento, iguais, com desvios a partir da média de 1,4% para resultante normal e 0,8% para as tensões tangenciais.

MODELO INCLINAÇÃO 10°				
	Tensões Normais		Tensões Tangenciais	% Base Comprimida
	Positivo	Negativo		
E=78453,2 MPa	389066,86	2299,85	227544,71	97,27
E=39226,6 MPa	380550,44	574,00	225561,96	98,56
E=26151,07 MPa	377790,01	66,71	224115,23	99,82

QUADRO 12 – RESUMOS DAS INTEGRAIS DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE COM INCLINAÇÃO DE 10°
 FONTE: O AUTOR

De forma coerente, a integral de tensões normais é inferior ao do modelo de 0°, pois houve uma diminuição significativa da malha. As Figuras 79 e 80 apresentam o resultado da análise de segurança ao cisalhamento, de maneira similar o item anterior.

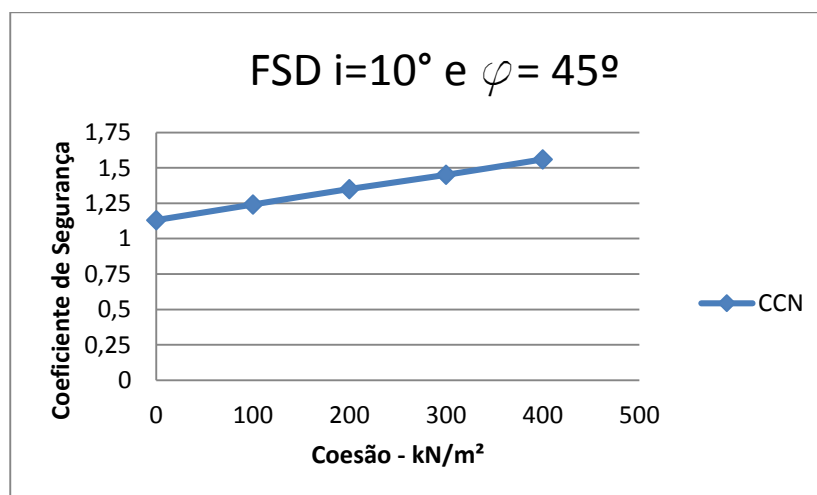


FIGURA 79 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=10^\circ$ E $\varphi=45^\circ$
 FONTE: O AUTOR

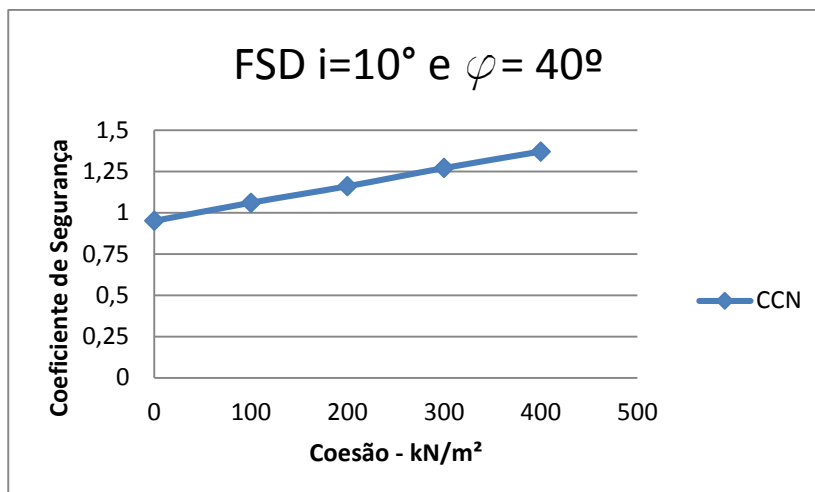


FIGURA 80 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=10^\circ$ E $\varphi=40^\circ$
 FONTE: O AUTOR

Analisando os resultados de segurança ao deslizamento (FSD) para o modelo com inclinação de 10° da fundação, observa-se que os resultados foram um pouco inferiores aqueles obtidos na análise do modelo com base reta.

Da mesma forma como observado anteriormente, mantendo-se o ângulo de atrito constante, nota-se que os FSD's são quase idênticos para os diferentes módulos de elasticidade da fundação, mostrando mais uma vez coerência dos resultados e ratificando o resultado do item anterior.

Como esperado os resultados para ângulo de atrito igual a 40° também foram inferiores aqueles encontrados para ângulo de atrito igual a 45° , corroborando com o encontrado no modelo sem inclinação.

A inclinação de 10° na fundação piorou todos os resultados quando comparado com os encontrados para no modelo sem inclinação, demonstrando que a inclinação exerce influência negativa à segurança da estrutura.

8.1.3 Inclinação de 20°

O Quadro 13 apresenta os resultados de tensões e porcentagem da área da base da barragem comprimida para o modelo com inclinação de 20° na fundação.

MODELO INCLINAÇÃO 20º				
	Tensões Normais		Tensões Tangenciais	% Base Comprimida
	Positivo	Negativo		
E=78453,2 MPa	330312,79	2593,41	229895,68	97,24
E=39226,6 MPa	323086,41	1167,92	227602,03	98,29
E=26151,07 MPa	318058,53	396,83	225905,19	99,14

QUADRO 13 – RESUMOS DAS INTEGRAIS DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE COM INCLINAÇÃO DE 20º
FONTE: O AUTOR

Assim como nos outros dois modelos já apresentados, na análise do modelo com inclinação na base de 20º, as tensões normais e tangenciais tiveram distribuições diferentes para cada módulo, porém as resultantes são semelhantes, com diferenças de 1,6% e 0,9% em relação à média para as resultantes normal e de cisalhamento, respectivamente.

Estes resultados já eram esperados, mas a confirmação a partir de uma análise tridimensional via MEF é importante para comprovar a teoria.

As Figuras 81 e 82 apresentam os resultados para a análise ao deslizamento do modelo com inclinação de 20º na fundação.

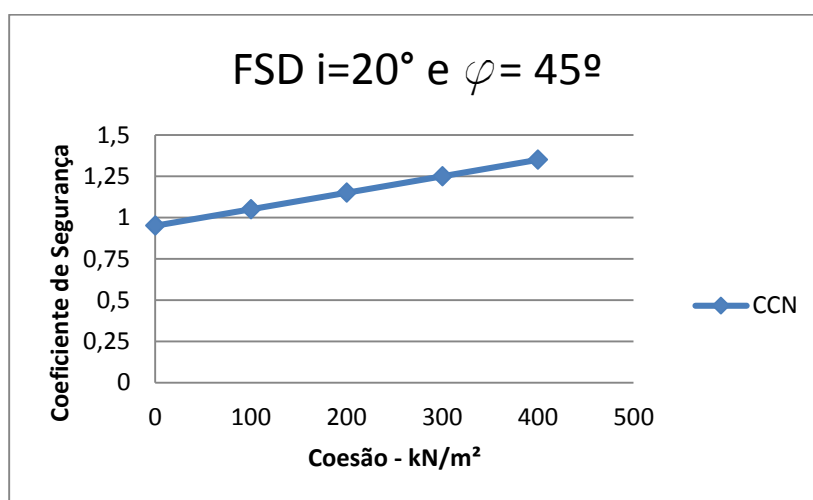


FIGURA 81 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=20^\circ$ E $\varphi=45^\circ$

FONTE: O AUTOR

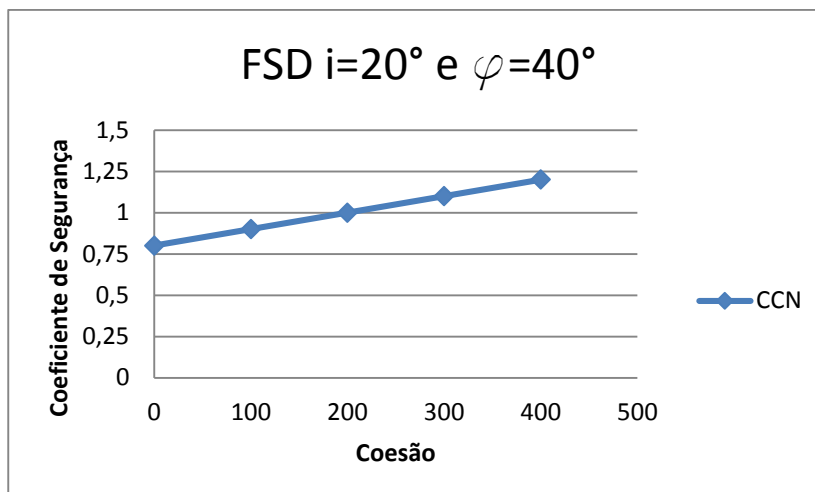


FIGURA 82 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=20^\circ$ E $\varphi=40^\circ$
 FONTE: O AUTOR

Todos os resultados degradaram significativamente quando comparados aos demais casos já analisados. Mais uma vez os FSD se mantiveram quase os mesmos para os diferentes módulos de elasticidades da fundação quando o ângulo de atrito se mantém constante, ratificando mais uma vez o comportamento dos demais modelos apresentados.

Assim como nos outros dois casos analisados as combinações para ângulo de atrito igual a 40° foram apresentaram os piores resultados.

De maneira semelhante aos dos modelos com base reta e com inclinação de 10° na fundação, na condição de carregamento normal, o coeficiente mínimo também não foi alcançado sem coesão. Para o FSD atingir a unidade no CCN foi necessária uma coesão de 200 kN/m^2 .

O modelo com inclinação de 10° na fundação apresentou resultados piores que aqueles observados no modelo com base reta e o modelo com inclinação de 20° piores resultados quando comparado com o modelo com inclinação de 10° . Tal fato demonstra que existe uma tendência de degradação dos parâmetros de segurança de uma barragem de concreto à gravidade à medida que se aumenta a inclinação de sua fundação.

8.1.4 Inclinação de 30°

O Quadro 14 apresenta os resultados das integrais das tensões e a porcentagem da área da base da barragem comprimida.

MODELO INCLINAÇÃO 30°				
	Tensões Normais		Tensões Tangenciais	% Base Comprimida
	Positivo	Negativo		
E=78453,2 MPa	253386,03	4415,53	227527,74	95,87
E=39226,6 MPa	247045,87	2561,82	224872,48	96,93
E=26151,07 MPa	242968,32	1429,81	222637,50	97,77

QUADRO 14 – RESUMOS DAS INTEGRAIS DAS TENSÕES NORMAIS, TANGENCIAIS E % DA BASE COMPRIMIDA PARA O MODELO DE BASE COM INCLINAÇÃO DE 30°
 FONTE: O AUTOR

Outra vez observou-se uma coerência dos resultados obtidos dos modelos tridimensionais via Método dos Elementos Finitos, mantendo-se praticamente iguais as resultantes de tensões, enquanto há mudança no diagrama de tensões. As diferenças em relação à média foram de 1,4% para resultante normal e 1,1% para a tangencial.

Ao se comparar os pares dos modelos com base reta e modelo com inclinação de 10°, modelo com inclinação de 10° e modelo com inclinação de 20°, e modelo com inclinação de 20° e modelo com inclinação de 30° nota-se que a diminuição do valor das tensões não é linear, tendo na última comparação uma queda mais significativa que as demais.

As Figuras 83 e 84 apresentam os resultados da análise de segurança ao deslizamento para o modelo com inclinação de 30° na fundação.

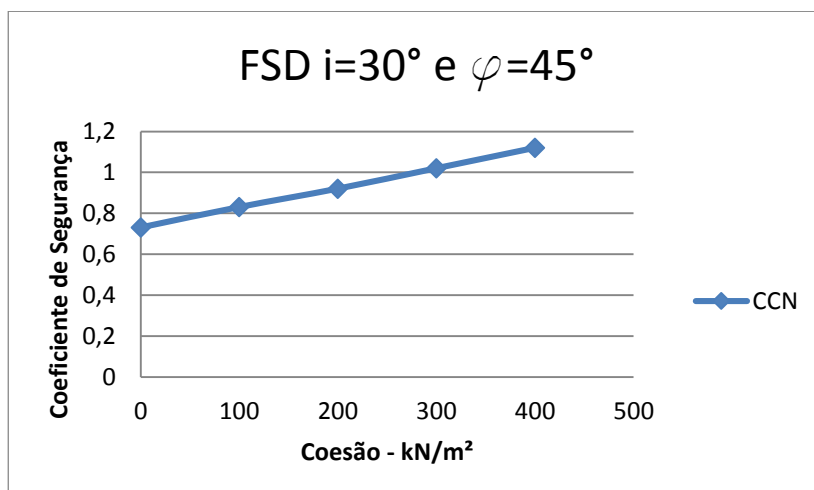


FIGURA 83 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=30^\circ$ E $\varphi=45^\circ$
 FONTE: O AUTOR

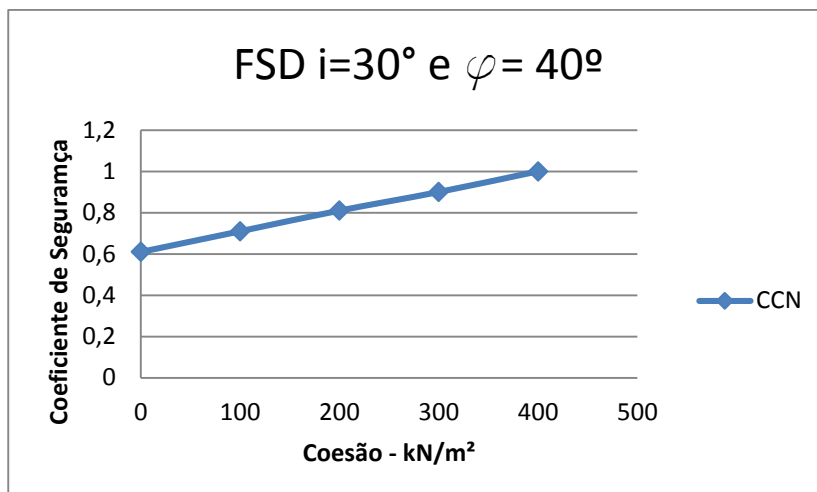


FIGURA 84 – COEFICIENTES DE SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO PARA $i=30^\circ$ E $\varphi=40^\circ$
 FONTE: O AUTOR

Corroborando com o analisado nos demais casos, os coeficientes de segurança ao deslizamento se mantiveram praticamente inalterados para todos os módulos de elasticidade considerados, mostrando assim coerência em todos os modelos estudados.

Assim como nos demais modelos, os resultados para ângulo de atrito igual a 40° foram piores quando comparado aos resultados para ângulo de atrito igual a 45° .

Na análise do modelo com inclinação de 30° a degradação dos coeficientes de segurança ao deslizamento foi mais significativa comparativamente as demais análises realizadas.

Na análise com ângulo de atrito igual a 45° os FSD não se mostraram adequados para os casos de carregamento normal, sendo necessária para atingir os parâmetros mínimos para segurança a consideração de 300 kN/m^2 de coesão.

Já na consideração de ângulo de atrito igual a 40° os coeficientes reduziram significativamente. A condição de carregamento normal só atingiu os requisitos mínimos com a adoção de uma coesão de 400 kN/m^2 .

A coesão requerida para o CCN já é bastante significativa e na natureza, valores superiores de coesão só são obtidos mediante tratamento da fundação e prospecção adequada. Outra vez a condição de carregamento normal foi a condição de dimensionamento.

Uma comparação de todos os resultados analisados permite ratificar o que já foi mencionado anteriormente, isto é, a segurança de uma barragem de concreto à gravidade degrada significativamente à medida que a inclinação da fundação aumenta.

Sendo assim, os resultados mostraram a importância da correta caracterização da fundação e de seus parâmetros de resistência mediante ensaios específicos e com controle de qualidade rigoroso.

Os resultados também demonstram que o efeito da inclinação da fundação é mais significativo que o aumento da altura da barragem para os resultados de análise ao deslizamento e tensões na base. Destarte, a consideração usual de que a seção mais crítica da barragem é aquela com maior altura não é adequada, pois os resultados nas ombreiras, devido sua inclinação, são piores.

8.1.5 Comparação dos resultados entre os quatro modelos analisados

Como era esperado, as análises de segurança ao deslizamento independem do módulo de elasticidade adotados para rocha, porém sofrem uma influência significativa do ângulo da inclinação da ombreira. As Figuras 85 e 86 abaixo mostram um resumo das análises de deslizamento para todos os modelos.

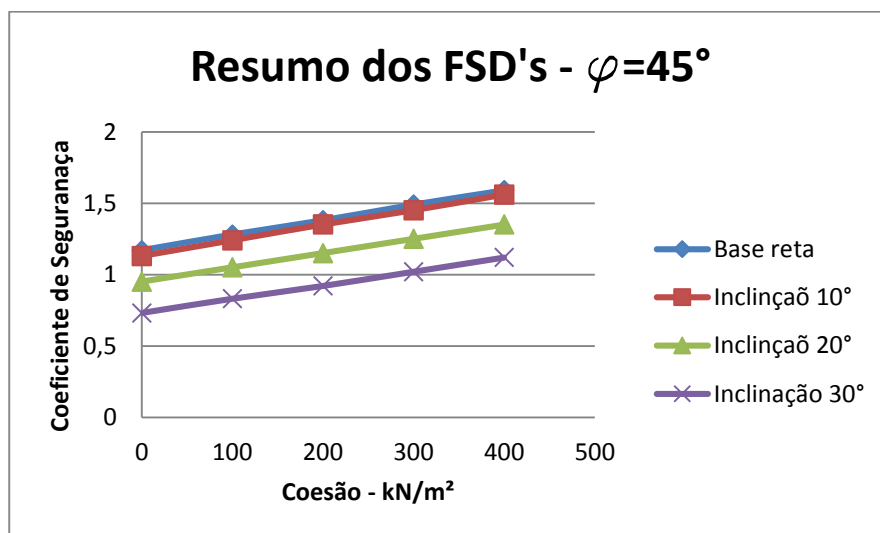


FIGURA 85 – RESUMO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA $\varphi=45^\circ$
FONTE: O AUTOR

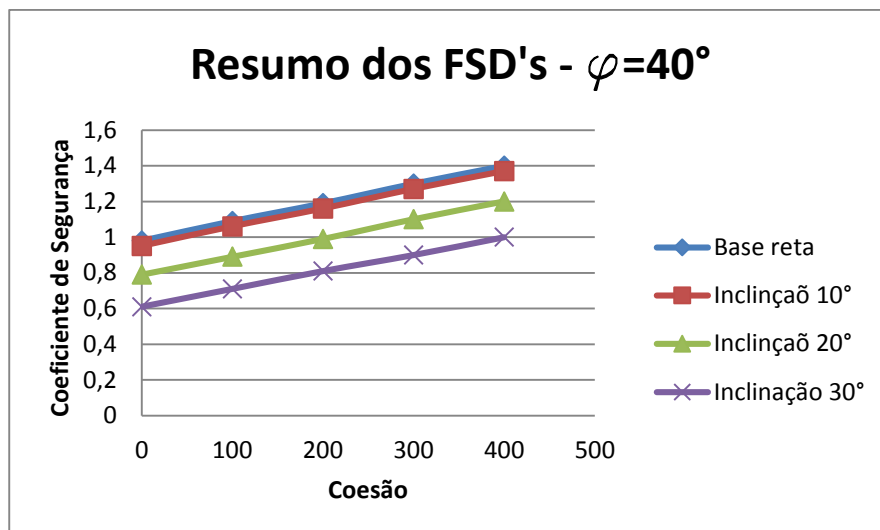


FIGURA 86 – RESUMO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA $\varphi=40^\circ$
 FONTE: O AUTOR

Deve-se analisar a questão dos parâmetros da envoltória de resistência do contato concreto/rocha. Para tal, deve-se analisar os dois materiais isoladamente, para que se conheça o limite dos materiais individualmente, e se possa discutir valores razoáveis para sua interface.

A resistência da interface é limitada pela capacidade resistente dos materiais que a compõe, e analisando primeiramente o concreto, verifica-se que em barragens de concreto à gravidade, as resistências à compressão necessárias são relativamente baixas, conforme já discutido. Caso se utilize a envoltória de Mohr-Coulomb, pode-se determinar aproximadamente a coesão através do ângulo de atrito, conhecendo dois estados de tensão na ruptura, pela análise geométrica (CARRAZEDO, 2002; CURTIS, 2011). A Figura 87 ilustra o procedimento, indicando os estados de ruptura I e II.

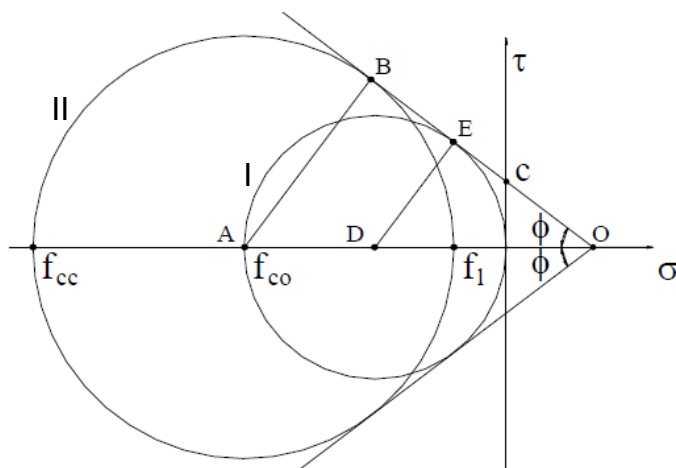


FIGURA 87 – ESTADOS DE TENSÃO NA RUPTURA
 FONTE: CARRAZEDO (2002)

$$c = \frac{1 - \sin \varphi}{2 \times \cos \varphi} \times f_c$$

Onde,

f_c = resistência à compressão

Para concretos usualmente aplicados em barragens, as resistências são específicas entre 7 e 8,5 MPa [Marques Filho (2005) e Trabousli (2007)] e para ângulo de atrito entre 40° e 45°, os valores de coesão estarão numericamente entre 19 e 25% da resistência à compressão. Assim sendo, para valores de f_{ck} iguais a 8,0 MPa, com valor usual de ângulo de atrito de 45°, o valor da coesão seria 1,6 MPa. Estes valores são compatíveis com aqueles obtidos em maciços experimentais estudados por Marques Filho (2005) e Trabousli (2007). Também no trabalho de Marques Filho, em estudo de aderência entre camadas de CCR, verifica-se que os resultados dependem significativamente do tratamento da junta e da aplicação de ponte de ligação entre os materiais. Em juntas quentes, mesmo com intervalos curtos de lançamento, a coesão pode ter um decréscimo de até 50%. Pela dificuldade e pelo fato da rocha não ter produtos de hidratação, em primeira análise a perda de coesão deverá ser relativamente maior que a mencionada.

Em termos de rocha, as resistências individuais são relativamente maiores caso não haja falhas ou fratura (ROCHA (1967) apud Gutstein, 2011).

Para superfícies entre concreto massa convencional os valores de coesões encontram-se em torno de 2,0 MPa, para concretos variando de 12 a 25 MPa, com ângulo de atrito superior a 50° (CURTIS, 2011).

8.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS QUANTO À TENSÃO NA BASE DA BARRAGEM

O segundo principal ponto a ser verificado na análise de estabilidade e segurança de barragens de concreto à gravidade é a avaliação das tensões na base. Como já apresentado no presente trabalho, o Critério de Projetos da Eletrobrás (2003) recomenda valores de tensões máximas, de tração e compressão. Elas são novamente apresentadas no Quadro 15.

Caso de carregamento	Tensão admissível à compressão	Tensão admissível à tração
CCN	$0,50 \times f_{ck}$	$0,050 \times f_{ck}$
CCC	$0,55 \times f_{ck}$	$0,055 \times f_{ck}$
CCE	$0,60 \times f_{ck}$	$0,060 \times f_{ck}$
CCL	$0,65 \times f_{ck}$	$0,065 \times f_{ck}$

QUADRO 15 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO
FONTE: ELETROBRÁS (2003)

O presente trabalho utilizou um f_{ck} de 9,25 MPa, valor obtido através dos trabalhos de Marques Filho (2005) e Trabousli (2007). Marques Filho obteve, a partir de ensaios de compressão em corpos de prova uma resistência à compressão de 10,71 MPa aos 180 dias, e 7,80 MPa de resistência à compressão para os ensaios nos testemunhos. Desta maneira o presente trabalho usou uma média dos valores encontrados.

Ambos os trabalhos, Marques Filho (2005) e Trabousli (2007), foram feitos com o concreto da UHE Dona Francisca. Apesar de cada obra ter especificações técnicas próprias, o presente autor optou por utilizar o valor de 9,25 MPa como base para as análises por ser de uma obra real e amplamente estudada. Desta forma, os valores de resistência mínimas admissíveis estão apresentados no Quadro 16.

Caso de carregamento	Tensão admissível à compressão kN/m^2	Tensão admissível à tração kN/m^2
CCN	4627	462,7
CCE	5553	555,3
CCL	6016	601,6

QUADRO 16 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO CONCRETO À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO PARA O CONCRETO UTILIZADO
FONTE: O AUTOR

As Figuras 88 a 99 apresentam os resultados obtidos de tensões normais, para todos os modelos e suas respectivas combinações de variação dos parâmetros de fundação.

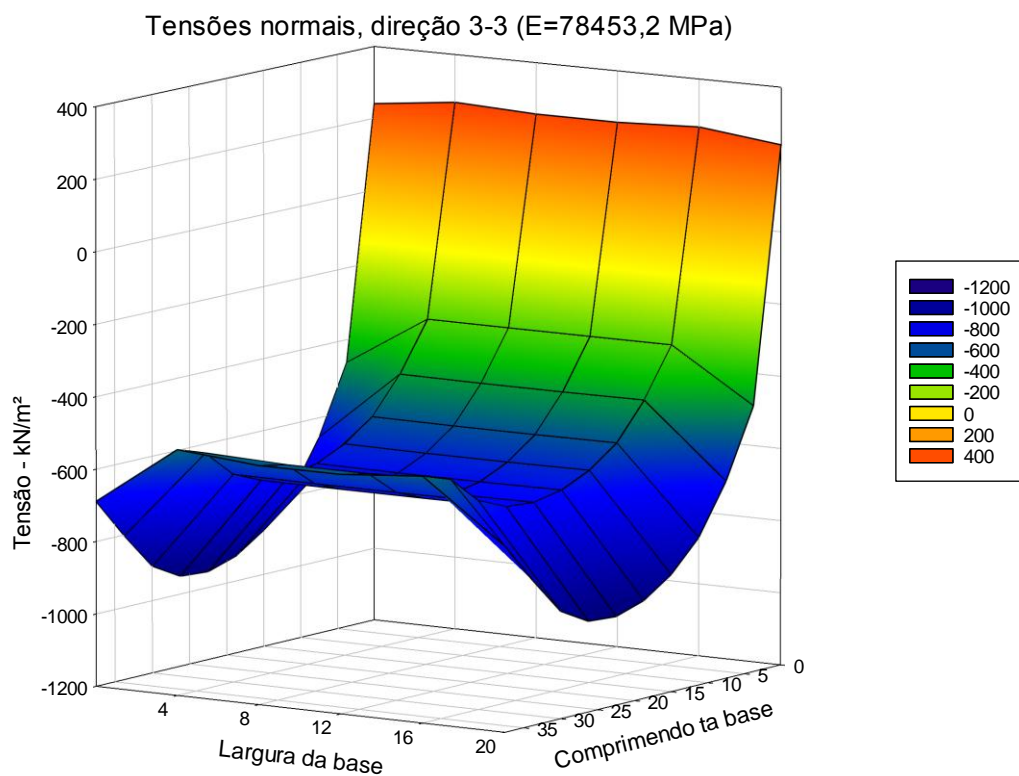


FIGURA 88 – MODELO BASE RETA – σ_{33} ($E=78453,2$ MPa)
 FONTE: O AUTOR

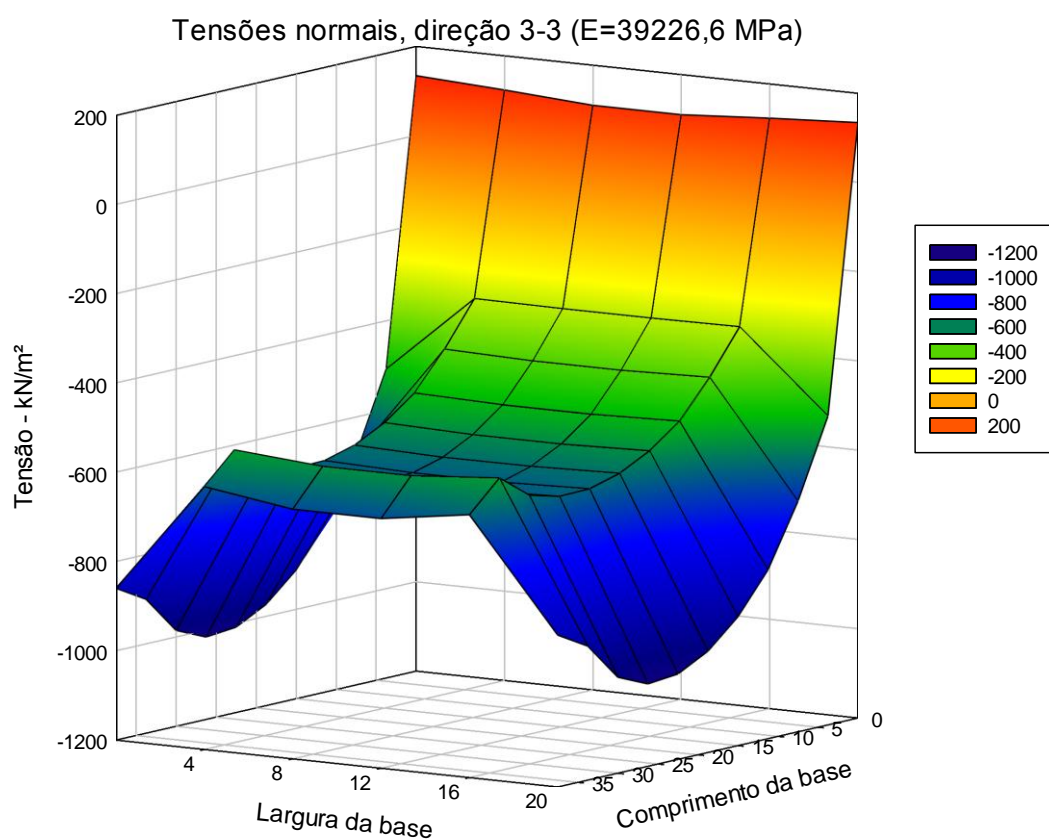
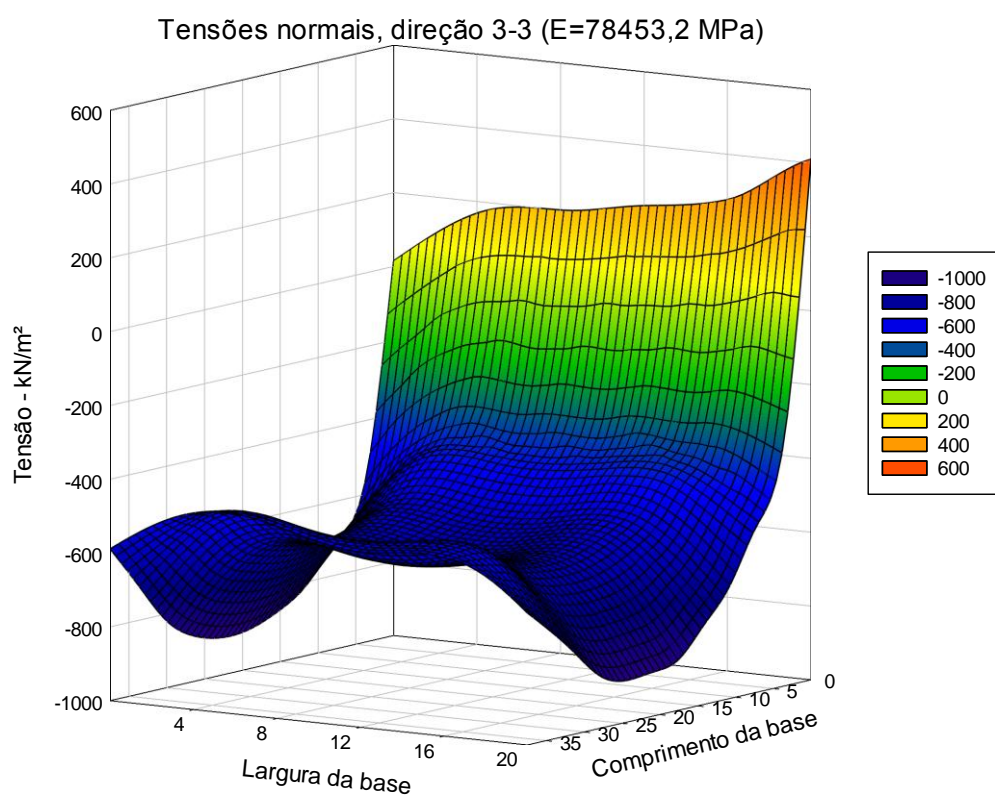
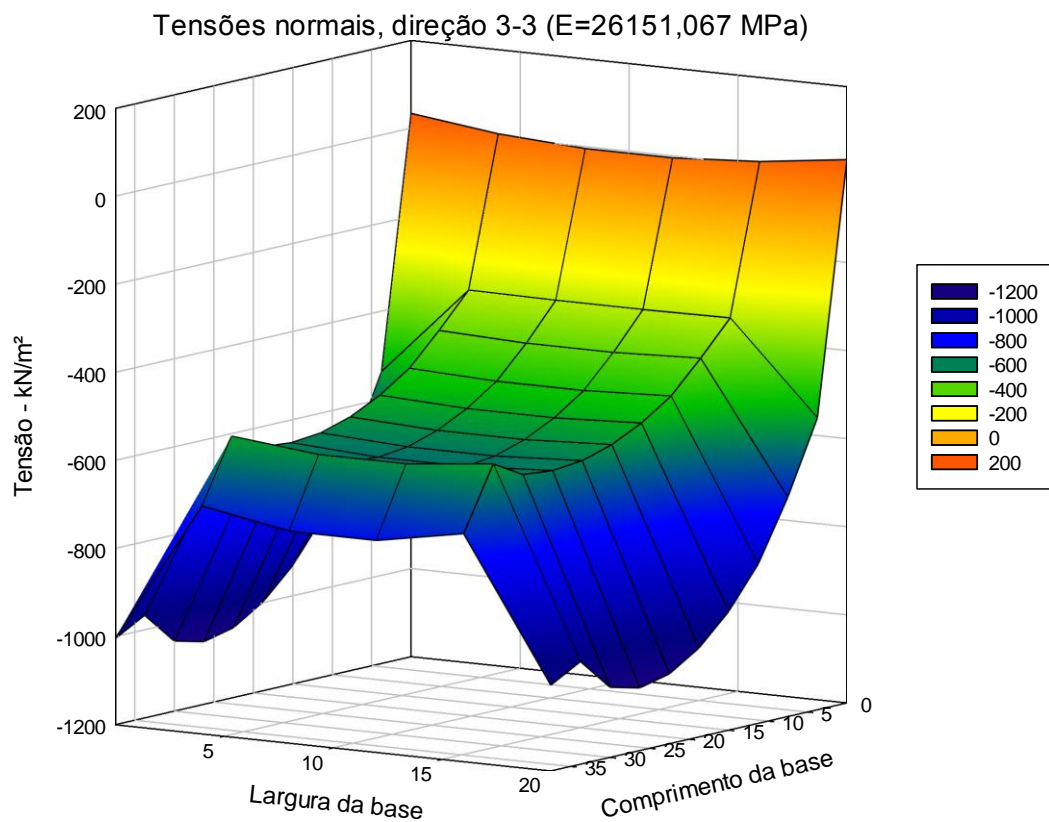


FIGURA 89 – MODELO BASE RETA – σ_{33} ($E=39226,6$ MPa)
 FONTE: O AUTOR



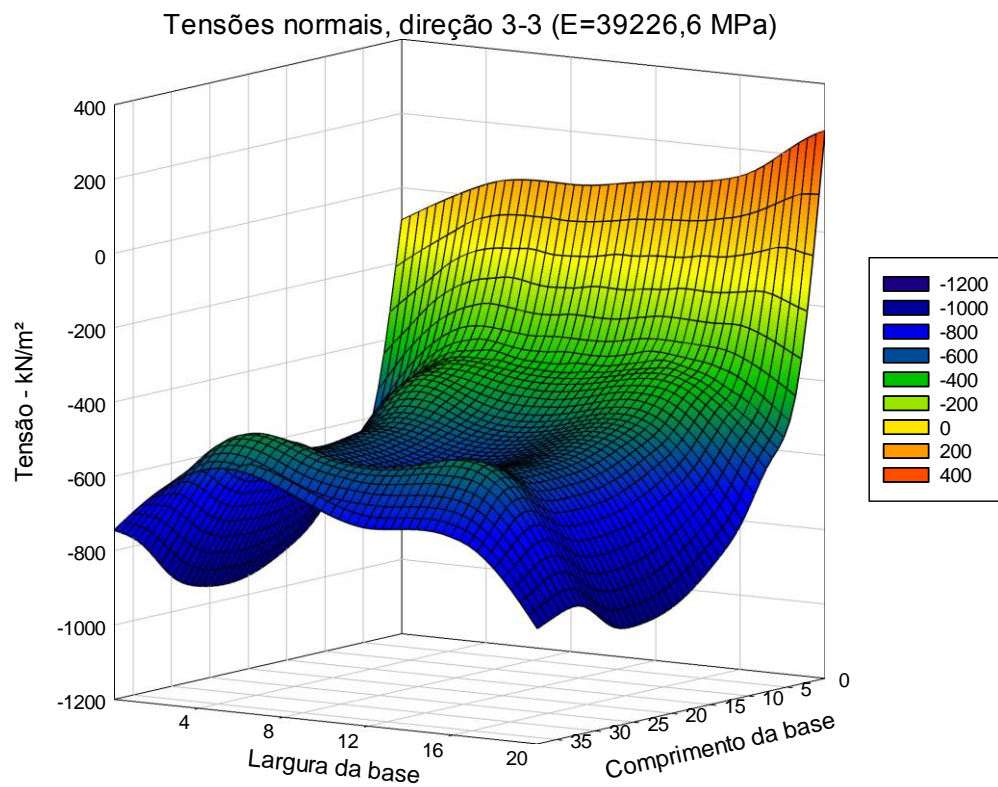


FIGURA 92 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 10° – σ_{33} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTOR

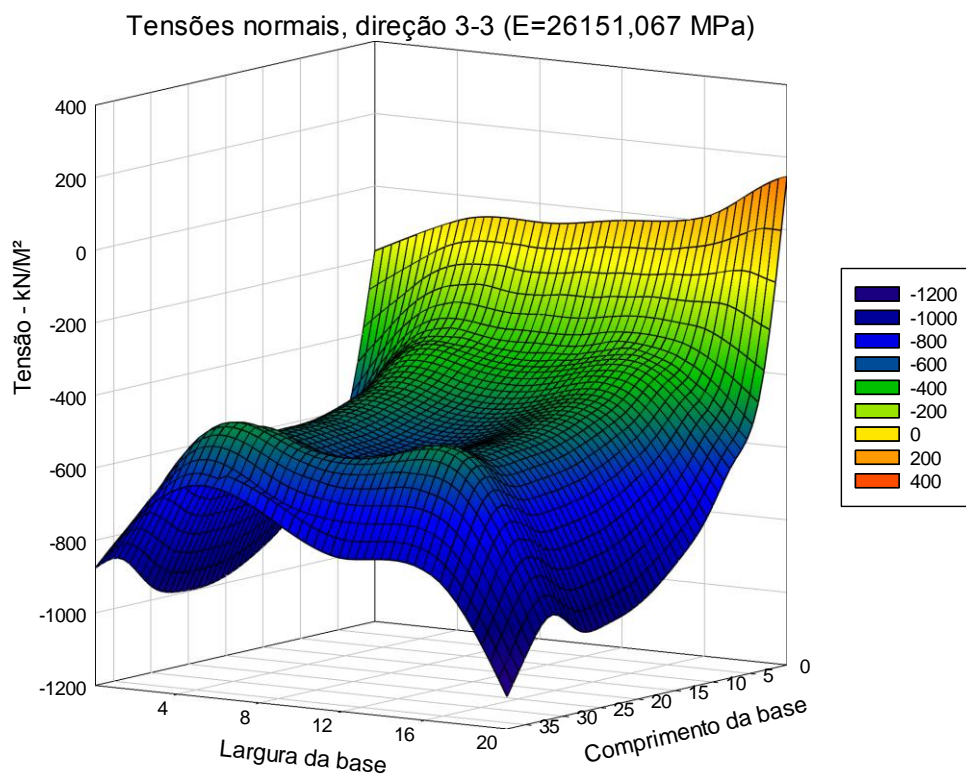


FIGURA 93 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 10° – σ_{33} ($E=26151,067$ MPa)
FONTE: O AUTOR

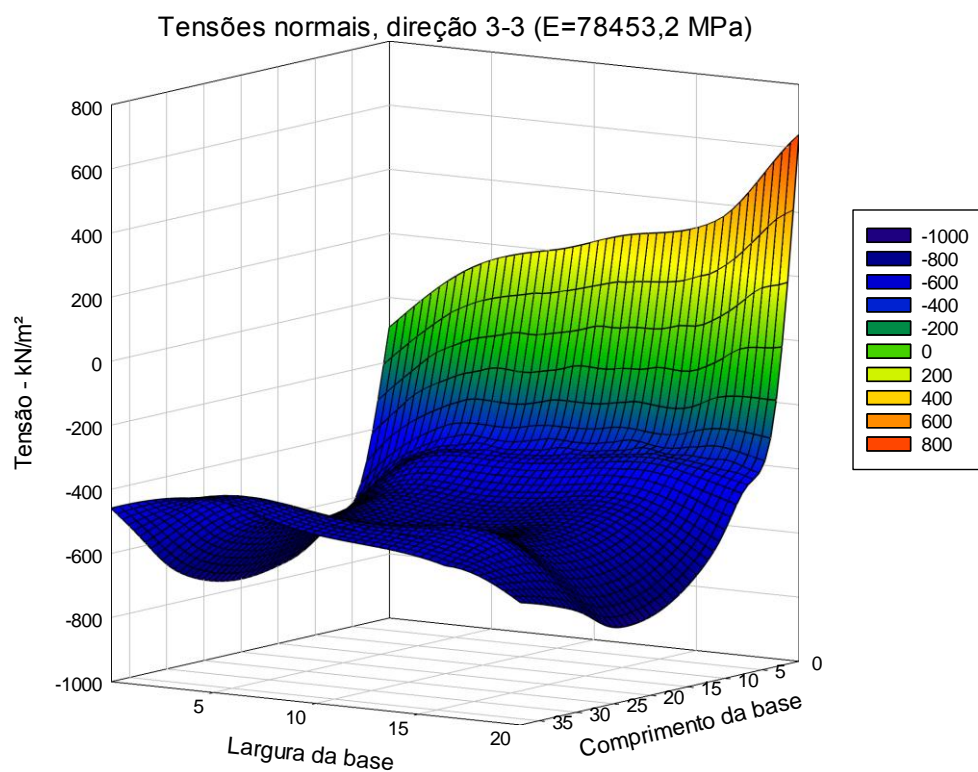


FIGURA 94 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20° – σ_{33} ($E=78453,2$ MPa)
FONTE: O AUTOR

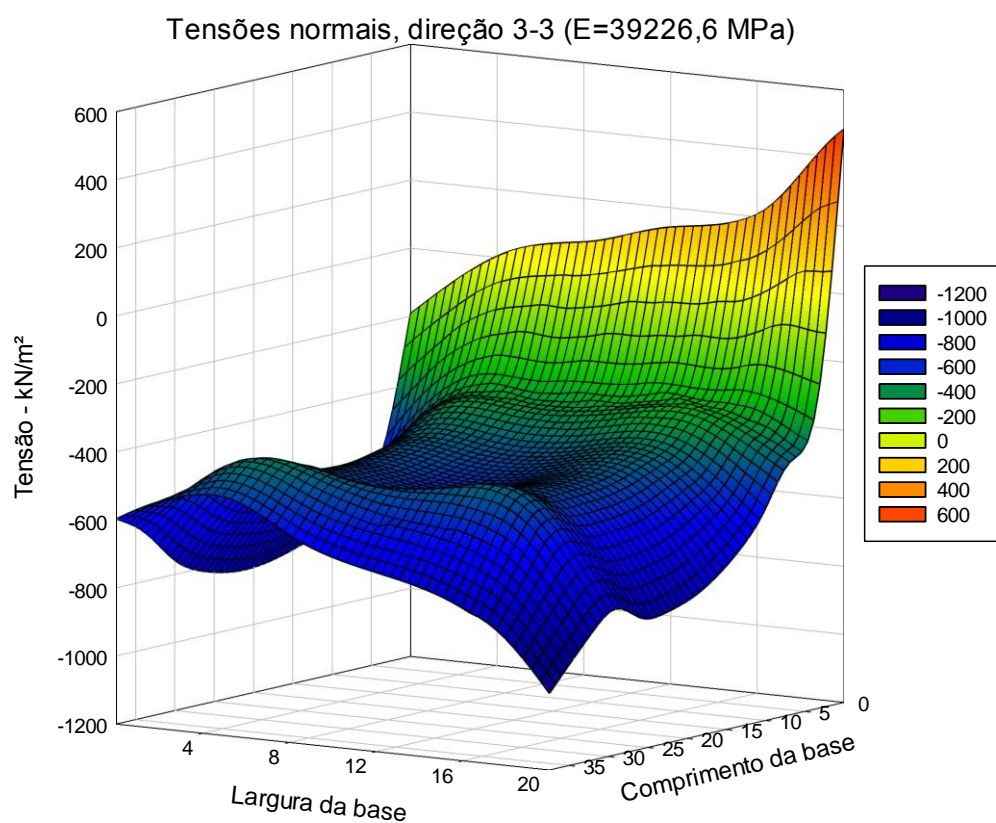


FIGURA 95 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20° – σ_{33} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTOR

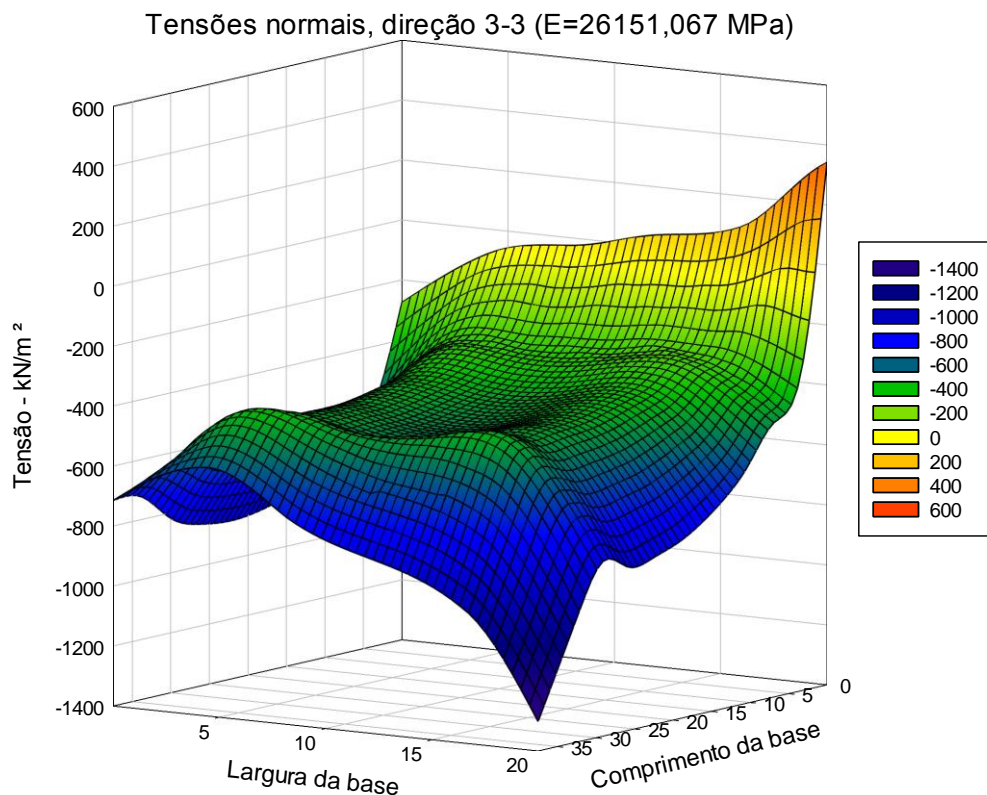


FIGURA 96 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 20° – σ_{33} ($E=26151,067 \text{ MPa}$)
 FONTE: O AUTOR

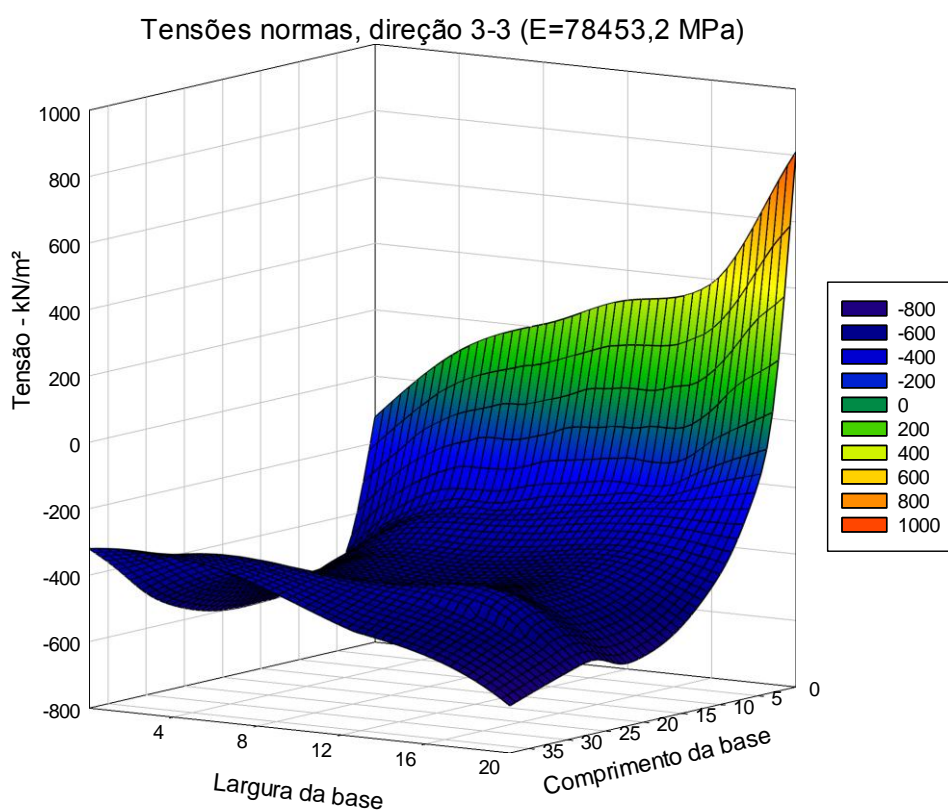


FIGURA 97 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 30° – σ_{33} ($E=78453,2 \text{ MPa}$)
 FONTE: O AUTOR

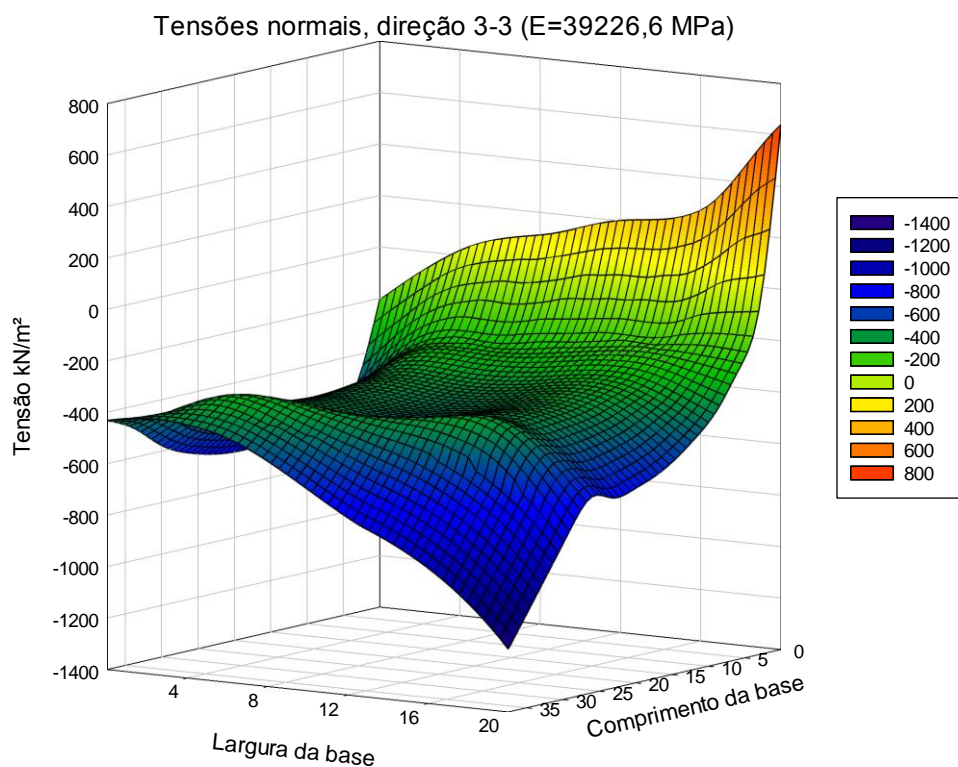


FIGURA 98 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 30° – σ_{33} ($E=39226,6$ MPa)
FONTE: O AUTOR

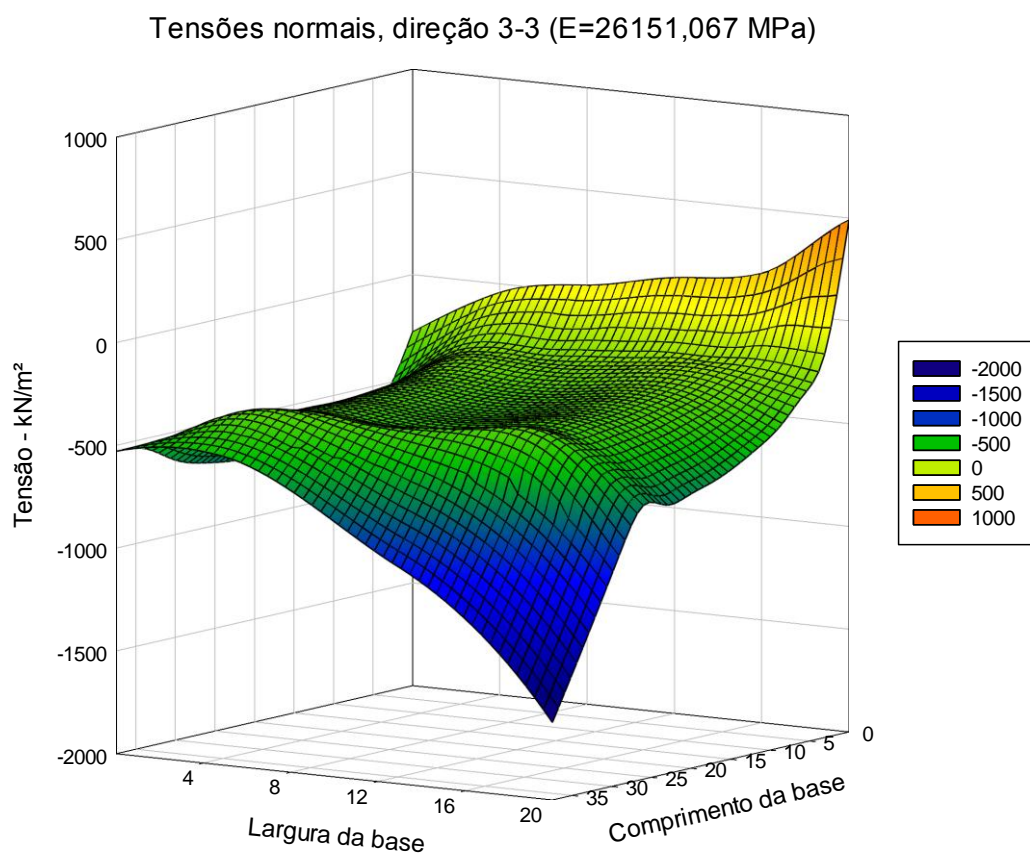


FIGURA 99 – MODELO COM INCLINAÇÃO DE 30° – σ_{33} ($E=26151,067$ MPa)
FONTE: O AUTOR

A variação do módulo de elasticidade da fundação provocou mudanças significativas nos valores de tensões normais, fato que já esperado pelas alterações na rigidez da fundação (GUTSTEIN, 2003; GUTSTEIN 2011).

No Quadro 17 são apresentadas as máximas tensões normais encontradas para cada modelo analisado.

	Máximas tensões normais					
	E=78453,2 MPa		E=39226,6 MPa		E=26151,067 MPa	
	Compressão kN/m ²	Tração kN/m ²	Compressão kN/m ²	Tração kN/m ²	Compressão kN/m ²	Tração kN/m ²
Base reta	-955,905	267,325	-1015,54	133,56	-1057,88	33,5
Inclinação de 10º	-899,38	410,77	-958,195	272,8	-994,295	146,23
Inclinação de 20º	-772,005	642,59	-831,805	484,72	-959	341,65
Inclinação de 30º	-608,73	810,49	-740,34	639,69	-865,22	489,9

QUADRO 17 – MÁXIMAS TENSÕES DE COMPRESSÃO E TRAÇÃO
FONTE: O AUTOR

Comparando os valores de tensões obtidos, Quadro 17, com o valor de tensão máxima admissível, Quadro 16, nota-se que para todos os casos a tensão máxima admissível de compressão foi respeitada. O maior valor encontrado foi para o modelo com base reta e módulo de elasticidade igual a 26151,067 MPa, que cujo valor de -1057,88 kN/m é quatro vezes menor que o máximo admissível.

Ao se analisar os- valores de tração encontrados nota-se que o valor máximo admissível não foi respeitado em diversos casos. A pior situação foi observada para o modelo com 30º de inclinação e módulo de elasticidade igual a 78453,2 MPa, onde a tensão de tração foi quase o dobro da máxima permitida.

As tensões normais para o modelo com base reta são simétricas. Como neste caso não existe nenhuma força longitudinal ao eixo da barragem as tensões deviriam se comportar na maneira como o modelo mostrou.

Para os modelos inclinados, o ponto com elevação mais baixa, ou seja, aqueles com maior altura, só apresentaram tensões de compressão. Isso se deve à parcela horizontal do peso próprio que comprime os pontos de menor elevação e provoca tração nos superiores. Os modelos se mostraram adequadas e concordaram com o comportamento físico esperado.

À medida que a inclinação aumenta esse comportamento se intensifica, ou seja, para o caso com 30° de inclinação as tensões de tração observadas são piores que nos demais casos.

Os resultados nos permitem concluir que na análise de ombreiras, quando se deseja verificar as tensões na base, a seção crítica é aquela de maior elevação, ou seja, de menor altura, devida a parcela o peso próprio que age no eixo longitudinal da barragem.

8.3 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS ATRAVÉS DA COMPARAÇÃO COM COMPORTAMENTO DE BARRAGENS À GRAVIDADE DE CCR EXISTENTES

Para avaliar o comportamento apresentado no modelo, será efetuada comparação dos resultados de deslocamentos obtidos da instrumentação da barragem de CCR da UHE Governador José Richa (UHE Salto Caxias), no que tange a abertura de juntas e fissuras.

Os deslocamentos dos modelos que serão analisados nas comparações são apenas aqueles obtidos na face 1, conforme Figura 100. Os valores máximos de deslocamento observados são apresentados nos Quadros 18, 19 e 20. Graficamente, são mostrados os deslocamentos de todos os modelos com módulo de elasticidade da rocha igual a 78453,2 MPa, nas Figuras 101 a 104, para efeito ilustrativo do comportamento dos blocos estudados.

Nota-se que os deslocamentos estão com sinal negativo, pois os eixos locais possuem orientação ascendente, conforme mostra o eixo 2 da Figura 100, ou seja, naturalmente os deslocamentos se processam na direção longitudinal no sentido da seção da ombreira mais elevada para a mais baixa.

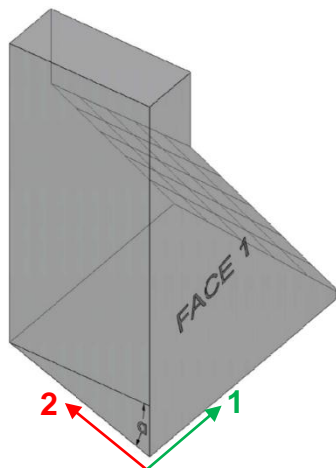


FIGURA 100 – REPRESENTAÇÃO DA FACE1 DA BARRAGEM
FONTE: O AUTOR

Deslocamentos base reta ($E=78453,2$ MPa)

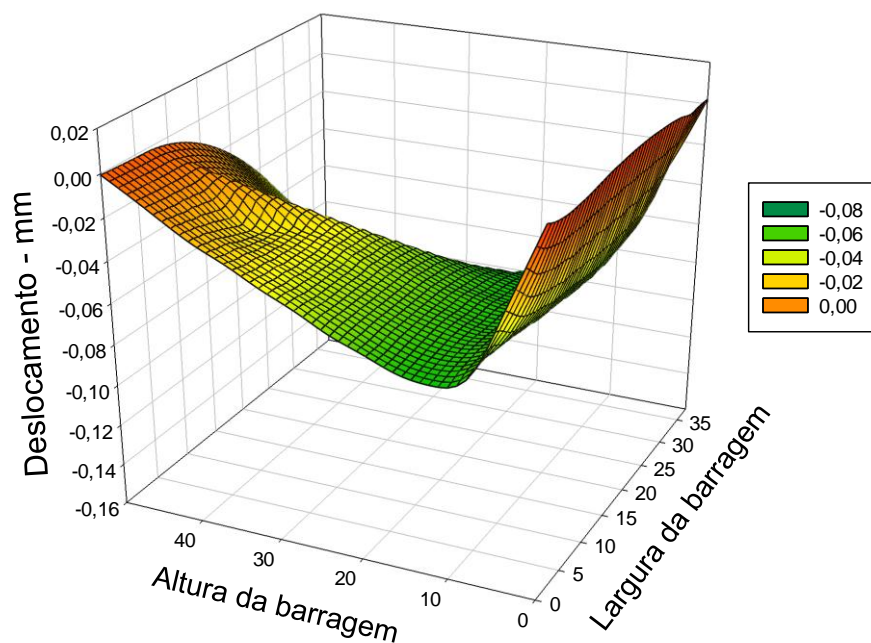


FIGURA 101 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO BASE RETA – FACE1 ($E=78453,2$ MPa)
FONTE: O AUTOR

Deslocamento inclinação 10° ($E=78453,2$ Mpa)

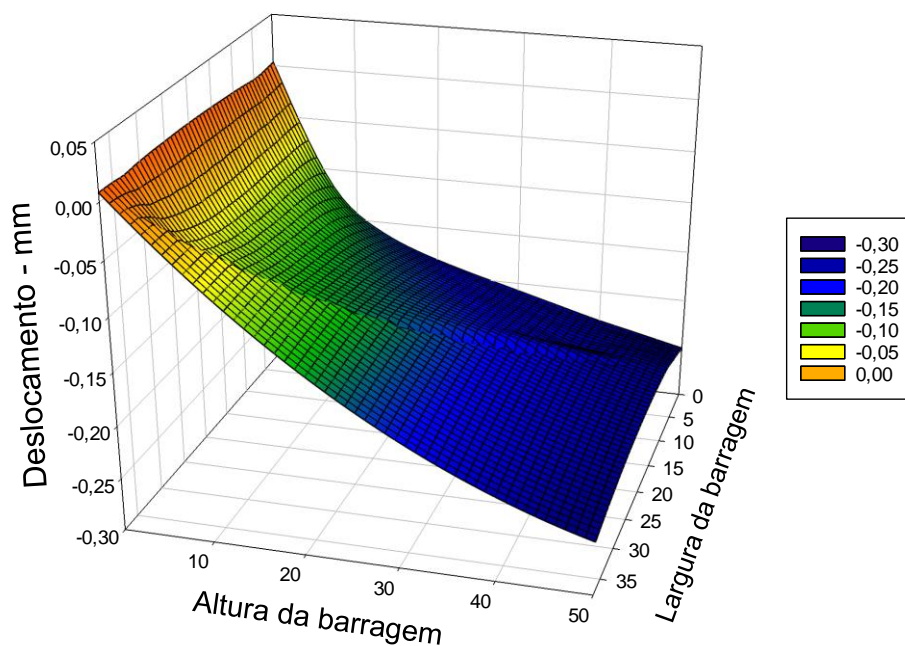


FIGURA 102 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO $i=10^\circ$ – FACE1 ($E=78453,2$ MPa)
FONTE: O AUTOR

Deslocamentos inclinação 20° (E=78453,2 MPa)

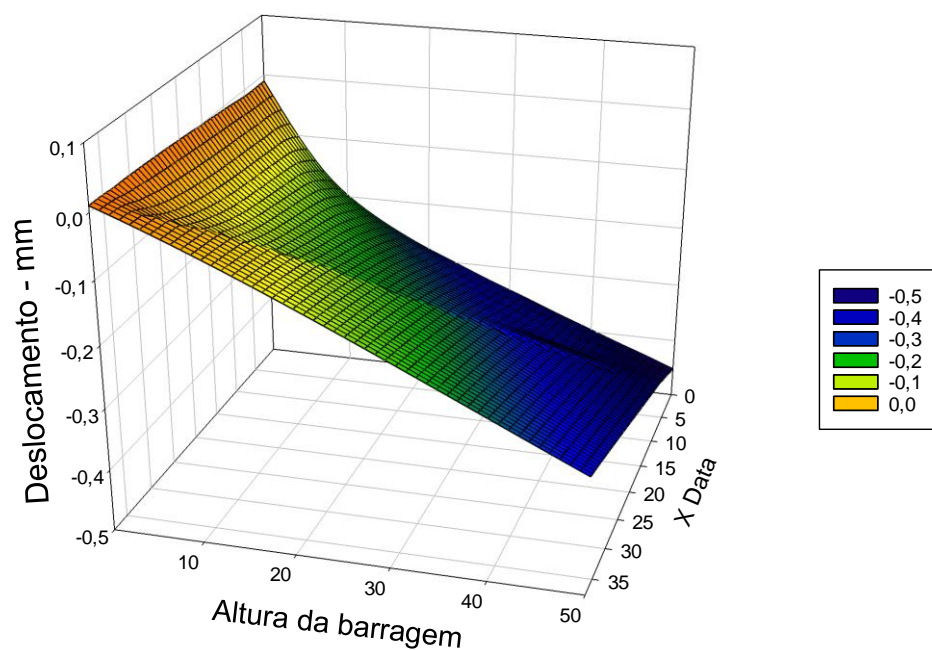


FIGURA 103 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO $i=20^\circ$ – FACE1 (E=78453,2 MPa)
FONTE: O AUTOR

Deslocamentos inclinação 30° (E=78453,2 MPa)

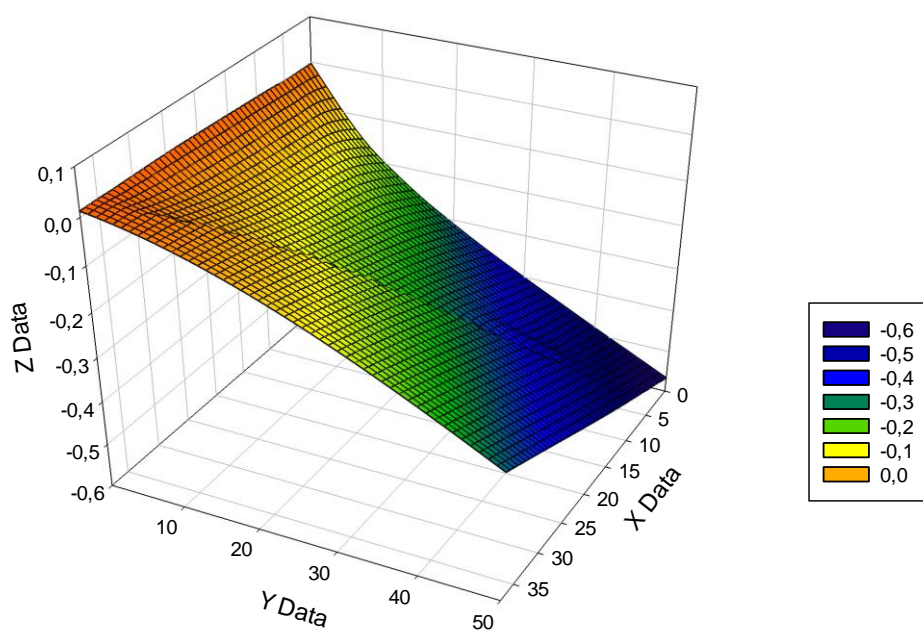


FIGURA 104 – DESLOCAMENTO NA DIREÇÃO 2 - MODELO $i=30^\circ$ – FACE1 (E=78453,2 MPa)
FONTE: O AUTOR

E=78453,2 Mpa			
	Distância em relação ao comprimento da barragem	Localização em relação à altura da barragem	Deslocamento
Base reta	28,65 m	11,8 m	-0,074 mm
Inclinação 10 °	0 m	50 m	-0,25 mm
Inclinação 20°	0 m	50 m	-0,452 mm
Inclinação 30°	0 m	50 m	-0,566 mm

QUADRO 18 – DESLOCAMENTOS FACE 1 PARA E=78453,2 MPa

FONTE: O AUTOR

E=39226,6 Mpa			
	Distância em relação ao comprimento da barragem	Localização em relação à altura da barragem	Deslocamento
Base reta	28,65 m	11,8 m	-0,075 mm
Inclinação 10 °	0 m	50 m	-0,211 mm
Inclinação 20°	0 m	50 m	-0,378 mm
Inclinação 30°	0 m	50 m	-0,442 mm

QUADRO 19 – DESLOCAMENTOS FACE 1 PARA E=39226,6 MPa

FONTE: O AUTOR

E=26151,067 Mpa			
	Distância em relação ao comprimento da barragem	Localização em relação à altura da barragem	Deslocamento
Base reta	28,65 m	11,8 m	-0,076 mm
Inclinação 10 °	0 m	50 m	-0,168 mm
Inclinação 20°	0 m	50 m	-0,298 mm
Inclinação 30°	0 m	50 m	-0,306 mm

QUADRO 20 – DESLOCAMENTOS FACE 1 PARA E=26151,067 MPa

FONTE: O AUTOR

A localização dos pontos indicados como sendo aqueles que apresentaram os maiores deslocamentos são apresentados na Figura 105, sendo representados por uma esfera vermelha. Como para os modelos com 10°, 20° e 30° de inclinação a localização do ponto que sofreu maior deslocamento foi a mesma, será apresentado apenas um desenho esquemático.

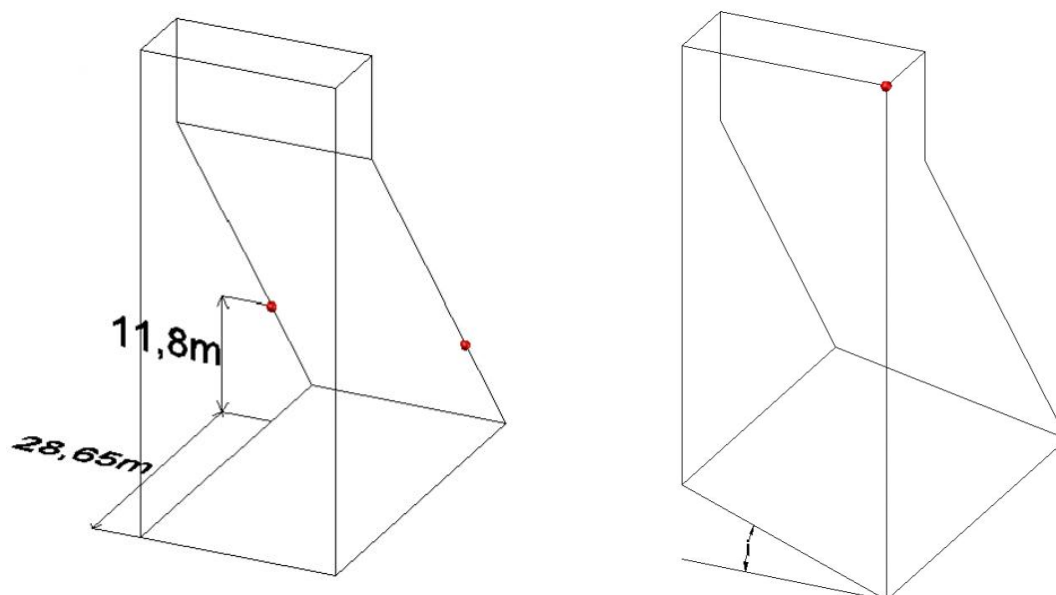


FIGURA 105 – LOCALIZAÇÃO DOS PONTOS DE MAIOR DESCOLAMENTO
FONTE: O AUTOR

Os modelos com base reta apresentaram deslocamentos muito pequenos, para a pior situação, -0,076 mm, mais de sete vezes menor que o maior deslocamento obtida para o modelo com 30° de inclinação.

No modelo sem inclinação não existem forças longitudinais que provoquem o deslocamento da estrutura nessa direção, desta maneira, a deformação longitudinal se deve preponderantemente à compatibilidade de deformações, magnitude do Poisson.

Para os modelos com base inclinada o panorama muda, os deslocamentos são mais significativos quando comparados às deformações do modelo reto, sendo que o deslocamento longitudinal é aumentado em função da parcela do peso próprio que age nessa direção. É evidente que essa parcela aumenta conforme o ângulo de inclinação da base aumenta e, por isso, os deslocamentos também aumentam com o incremento de esforço longitudinal.

As maiores deformações, para os modelos inclinados, foram observadas no ponto mais alto da estrutura, ou seja, na crista da barragem. Fisicamente esses resultados já eram esperados pois a base da fundação da barragem tem continuidade com a fundação fazendo com que o distanciamento do apoio aumente as deformações, como se pode observar nas Figuras 102, 103 e 104.

O maior deslocamento para o modelo com base reta se deu a uma altura de 11,8 metros em relação à fundação, e foi de -0,076 mm. Para os modelos com base inclinada, os maiores deslocamentos se deram a uma altura de 50 metros em relação

à fundação. Para 10° o maior deslocamento foi -0,25 mm, para 20°, -0,452 mm e para 30° -0,566 mm.

Como já foi mencionado, para avaliar os deslocamentos obtidos neste trabalho, a seguir estes serão comparados com os resultados de abertura de juntas e fissuras de barragens à gravidade da UHE Governador José Richa (UHE Salto Caxias) construída em CCR no estado do Paraná. Esse empreendimento foi escolhido por representar fases distintas do desenvolvimento da tecnologia do concreto compactado com rolo.

A usina Governador José Richa, anteriormente denominada Usina Salto Caxias, está localizada no rio Iguaçu, estado do Paraná, aproximadamente a 204 km de sua foz. Sua operação comercial se iniciou em outubro de 1998, sendo construída em cerca de quatro anos e meio (ZORZI e RIGOTI, 2011 apud GODKE, 2014), e a Figura 106 apresenta uma vista geral da barragem e de seu circuito de geração.



FIGURA 106 – VISTA GERAL DA USINA HIDRELÉTRICA GOVERNADOR JOSÉ RICA – BARRAGEM E CASA DE FORÇA
FONTE: MARQUES FILHO (2012)

As principais características da barragem de CCR encontram-se abaixo descritas, e a Figura 107 apresenta seções transversais típicas (INTERTECHNE *et al.*, 1999 apud GODKE, 2014; Soares *et al.* (2006) apud GODKE, 2014).

- Altura máxima sobre a fundação: 67 m;
- Comprimento total: 1.100 m;

- Volume de CCR: 946.000 m³;
- Elevação do Coroamento: El. 328,0;
- Paramento de montante: vertical em concreto convencional;
- Espessura do paramento de montante:
 - Abaixo da El. 315,0: 0,75 m;
 - Acima da El. 315,0: 0,50 m;
- Paramento de jusante: 1,0H : 0,75V abaixo da El. 315,0;
- Altura da camada de compactação: 0,30 m;
- Consumo de cimento: 100 kg/m³;
- Compactação via método convencional com aplicação de argamassa de ligação entre camadas de compactação sucessivas;
- Valores de projeto:
 - Resistência característica à compressão aos 180 dias: 8 MPa;
 - Grau de compactação mínimo do total da camada: 97% da densidade teórica do CCR;
- Juntas de contração (ver Figura 107):
 - Completas a cada 40 m, executadas com aplicação de filme plástico de PVC;
 - No ponto médio entre duas juntas completas foi utilizada uma junta induzida com aplicação de filme plástico somente no terço de montante;
- A barragem possui duas galerias de drenagem, estando operacional uma cortina de drenagem ao longo de todo o corpo da barragem e na fundação, e de cortina de injeções na fundação a partir do pé de montante da barragem (ver Figura 108);
- A temperatura máxima medida no maciço de concreto foi igual a 47°C;
- A estrutura apresentou algumas fissuras com vazamentos mensuráveis individualmente, geradas por variações de volume por efeito térmico. O panorama de fissuração não ocasiona nenhum risco à segurança da

estrutura, e as fissuras formam novas juntas de contração. A mais significativa é a fissura presente no Bloco B11, conforme Figura 108;

- A instrumentação foi composta por uma série de termômetros, medidores de junta, fissurômetros e medidores de vazão. Na Figura 109 estão apresentados os instrumentos diretamente ligados à fissura do Bloco B11.

O vertedouro está sobre a barragem, em seção com perfil hidráulico no topo, com a presença de comportas segmento. A barragem nessa região é executada em CCR, com o trecho em ogiva executado com capa de concreto convencional (INTERTECHNE *et al.*, 1999 apud GODKE, 2014).

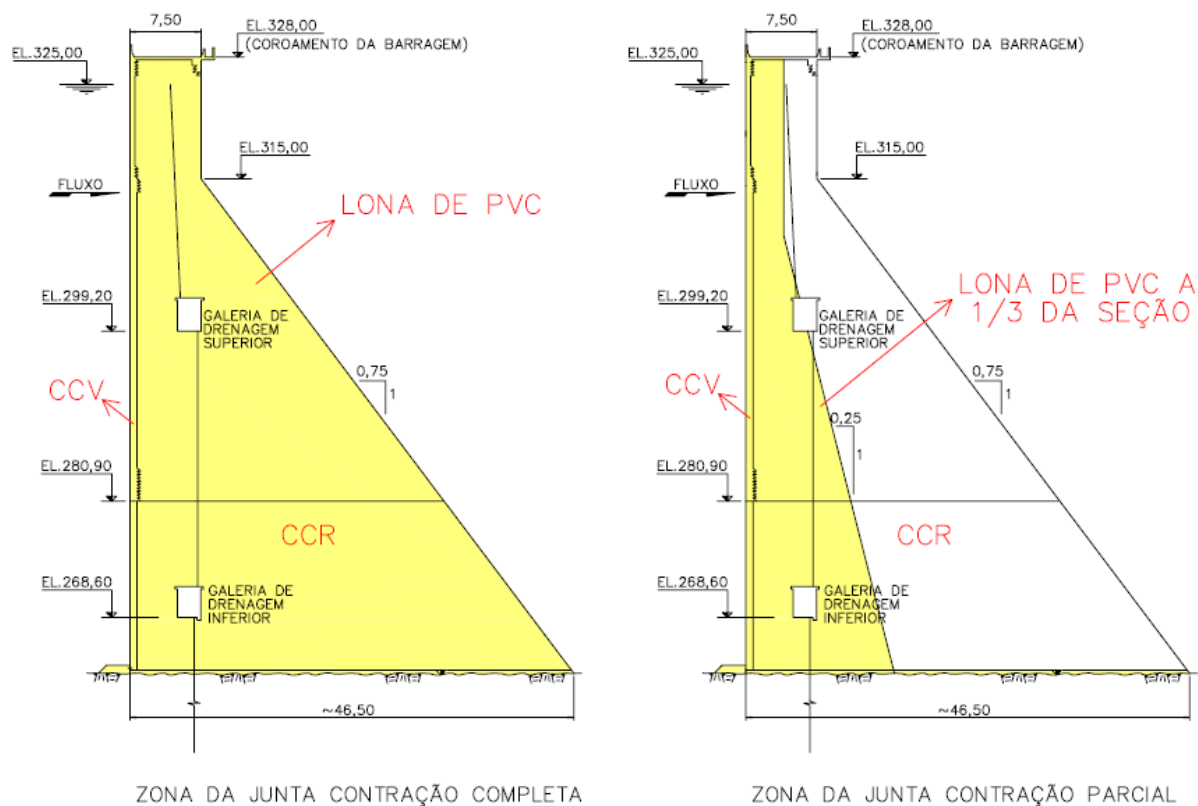


FIGURA 107 – SEÇÕES TRANSVERSAIS DA BARRAGEM, SENDO A ESQUERDA UMA JUNTA DE CONTRAÇÃO COMPLETA E A DIREITA UMA JUNTA DE CONTRAÇÃO PARCIAL
FONTE: SOARES *ET AL.* (2006) APUD GODKE (2014)

Godke, em 2014, estudou as fissuras, analisando sua correlação com a vazão percolada comprovando serem estatisticamente significativos os efeitos da temperatura e do nível d'água. A pesquisa do efeito da abertura das fissuras, representado pelas variações da vazão percolada, também determina o tempo de resposta da estrutura às

variações sazonais da temperatura. Esse estudo fornece a variação da grandeza das aberturas de fissuras, que, juntamente com os valores de deslocamento das juntas, permite compará-la com os valores de deslocamento obtidos no modelo, verificando indiretamente a possibilidade da existência de apoio entre blocos contíguos.

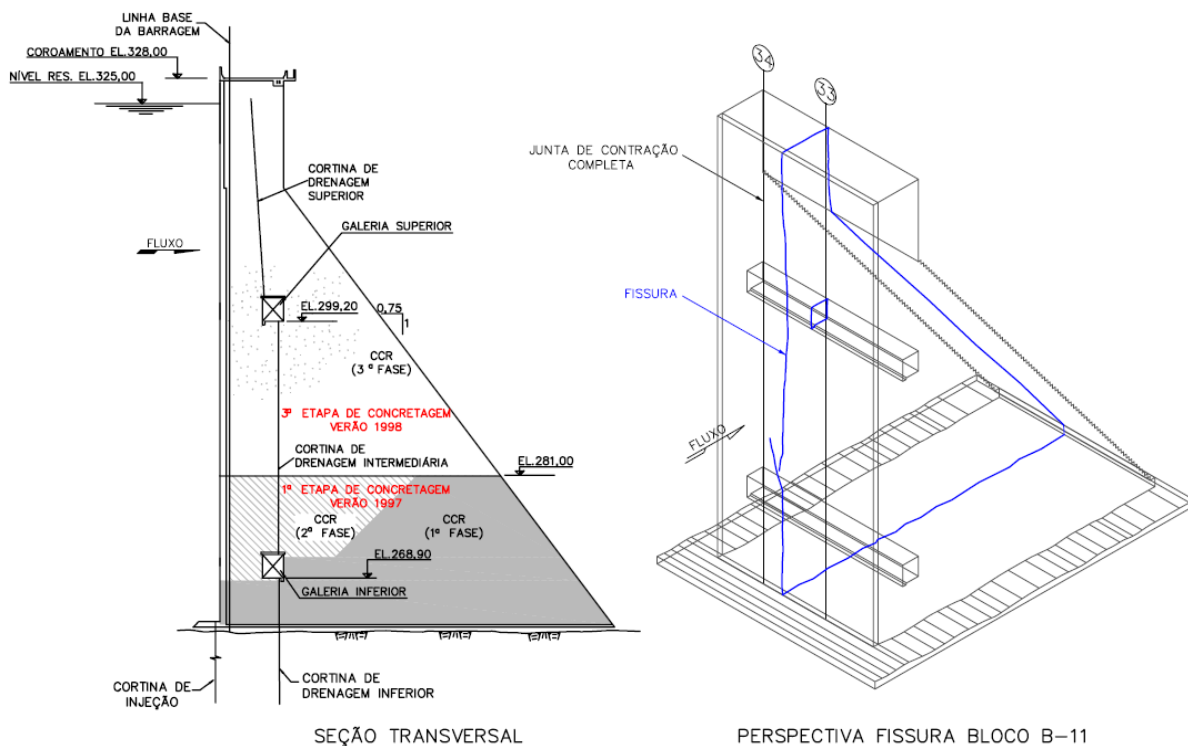


FIGURA 108 – ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DOS BLOCOS B-5 A B-11 E PERSPECTIVA DA SEÇÃO DA BARRAGEM DO BLOCO B-11
 FONTE: LACTEC (2005) APUD GODKE, 2014

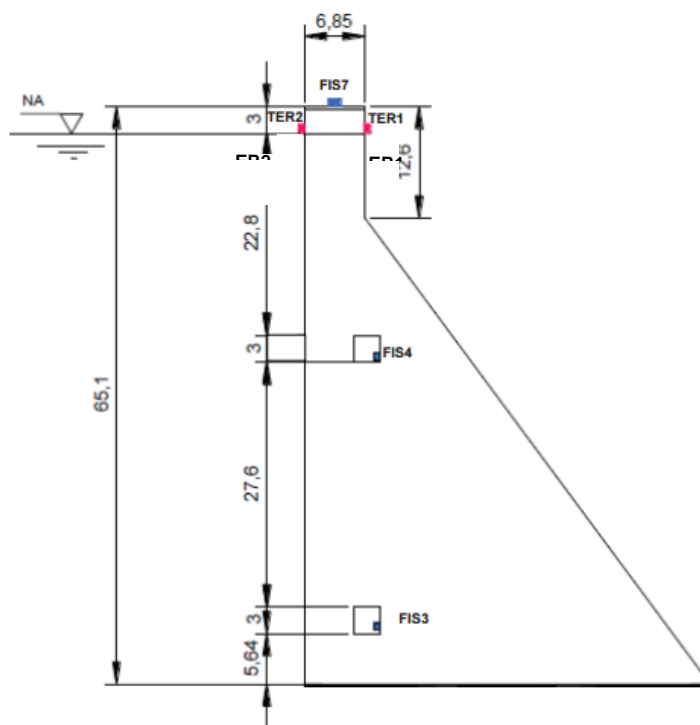


FIGURA 109 – ESQUEMA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO BLOCO B-11 DA BARRAGEM DA UHE GJR E LOCALIZAÇÃO DOS INSTRUMENTOS
 FONTE: LACTEC (2005) APUD GODKE, 2014

As Figuras 110 e 111 apresentam as aberturas medidas nos três fissurômetros ao longo do tempo onde o valor negativo representa abertura da fissura, e a Figura 112 apresenta comparação da distribuição de temperaturas ambientes, no termômetro TER2, com a medida do fissurômetro FIS7, e com a medidas das fissuras com postergação de 5 semanas, mostrando que o tempo de resposta é significativo.

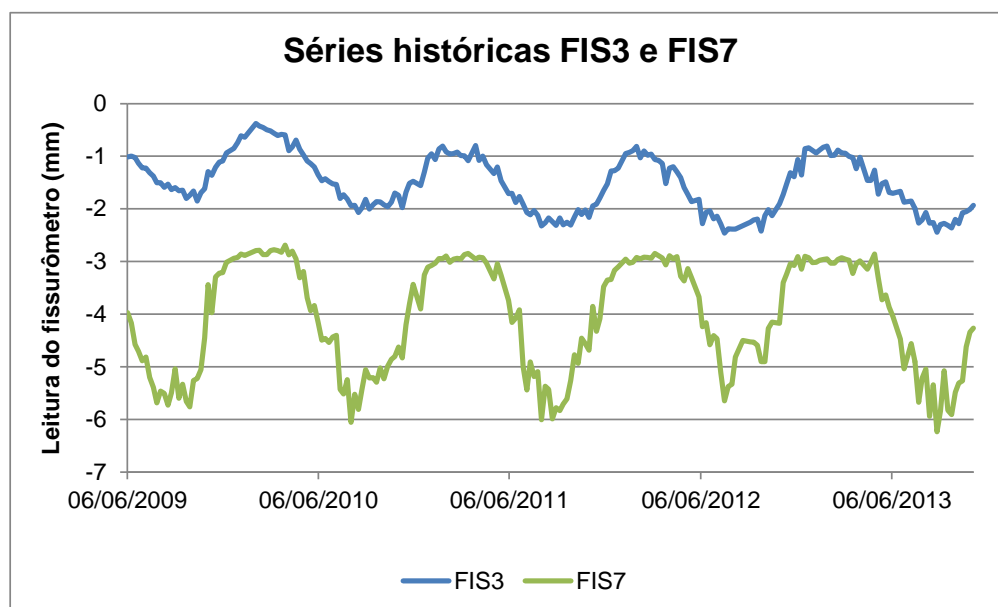


FIGURA 110 – SÉRIES HISTÓRICAS DE FIS3 E FIS7
 FONTE: GODKE (2014)

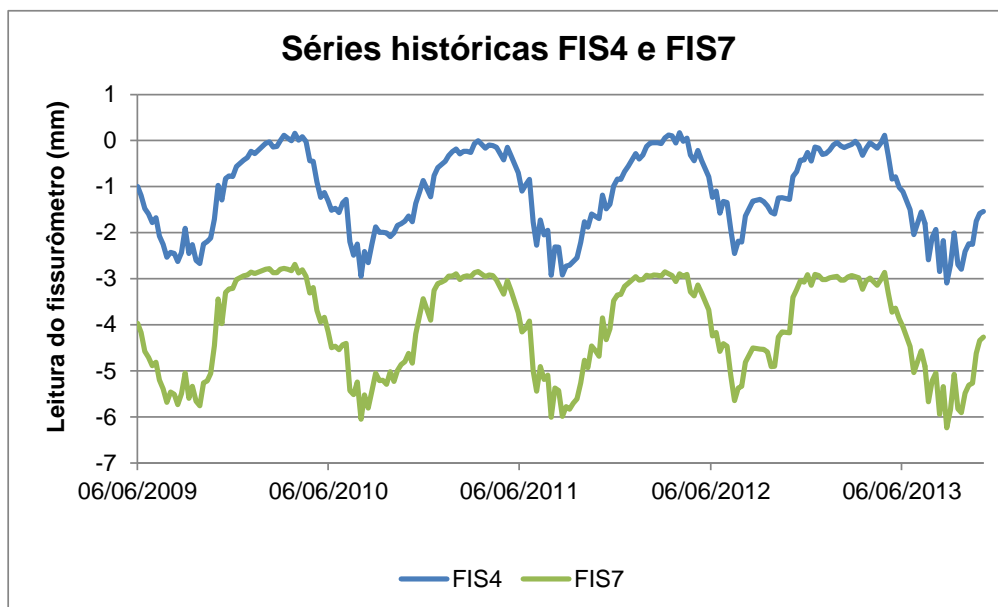


FIGURA 111 – SÉRIES HISTÓRICAS DE FIS4 E FIS7
 FONTE: GODKE (2014)

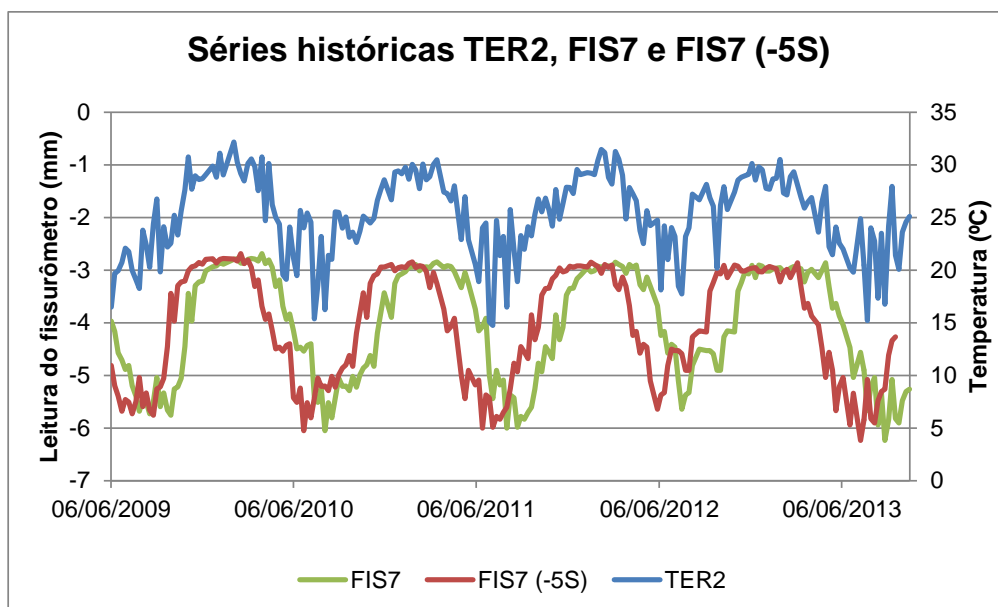


FIGURA 112 – SÉRIES HISTÓRICAS DE TER2, FIS7 E FIS7 (-5S)
 FONTE: GODKE (2014)

Analisando os dados, verifica-se que há uma variação significativa na abertura da fissura, ocasionada pela variação de temperatura. Em termos de ordem de grandeza, no topo da barragem há uma abertura da ordem de 6 mm, na galeria superior, de 3 mm, e de 2,3 mm na galeria inferior. Comparando com os dados obtidos nos modelos numéricos, verifica-se que o maior deslocamento observado foi para o modelo com 30° de inclinação da fundação, onde se obteve 0,566 mm de deslocamento, no topo, valor em torno de 10 vezes inferior ao medido.

A mesma análise pode ser efetuada nos medidores de deslocamento entre as juntas de contração entre blocos. Copel, em 2015, compendiou os resultados de medidores de juntas, alguns deles desde o início da construção, permitindo avaliar o comportamento durante a construção e enchimento. A Figura 113 apresenta o resultado de abertura de juntas entre os blocos V5 e V6 da região do vertedouro, onde os resultados são da mesma ordem de grandeza daqueles obtidos nas fissuras, lembrando que nesse gráfico, diferentemente dos anteriores, os valores positivos significam abertura da junta. Pode-se verificar o aumento da abertura da junta durante a construção, gerada, provavelmente, aos efeitos térmicos das reações autógenas do cimento. As deformações observadas foram da ordem de 3 mm a 4 mm.

Comparando-se os resultados dos modelos tridimensionais via MEF com os dados dos fissurômetros e extensômetros, conclui-se que o deslocamento devido a combinação peso próprio empuxo de água a montante e subpressão são muito inferiores aos valores de abertura de junta.

O modelo proposto neste trabalho não levou em consideração as tensões termogênicas do concreto nem a deformação devida a fluência do concreto. No entanto a partir da análise realizada pode-se dizer que a deformação encontrada não é suficiente para que os blocos adjacentes encostem um no outro.

Os efeitos das deformações tangenciais devido o coeficiente de Poisson são quase que insignificantes, enquanto as deformações provocadas pela parcela longitudinal do peso próprio do concreto, para os casos inclinados, são mais importantes. No entanto o maior deslocamento encontrado é mais de dez vezes menor que abertura de fissura obtida com os fissurômetros e sete vezes menor que os dados obtidos nos extensômetros.

No item 1.2 se havia levantado duas hipóteses. A primeira de que os blocos resistiriam, isoladamente aos esforços, e, portanto, seriam seguros, a segunda hipótese é a possibilidade de transferência de esforços entre os blocos adjacentes.

Como foi observado a deformação longitudinal dos blocos da barragem não é o suficiente para que haja um possível contato, dessa maneira, a segunda hipótese não pode ser verificada.

Sabendo que não há transferência de esforços entre blocos, cada bloco, deve resistir sozinho aos esforços para que a estrutura seja considerada segura. Como foi observado a inclinação da fundação degrada significativamente os parâmetros de

segurança evidenciando a necessidade de parametrização correta do concreto e da fundação assim como proceder com uma limpeza da fundação rigorosa.

Extensômetros de Junta Junta V5/V6 - Vertedouro

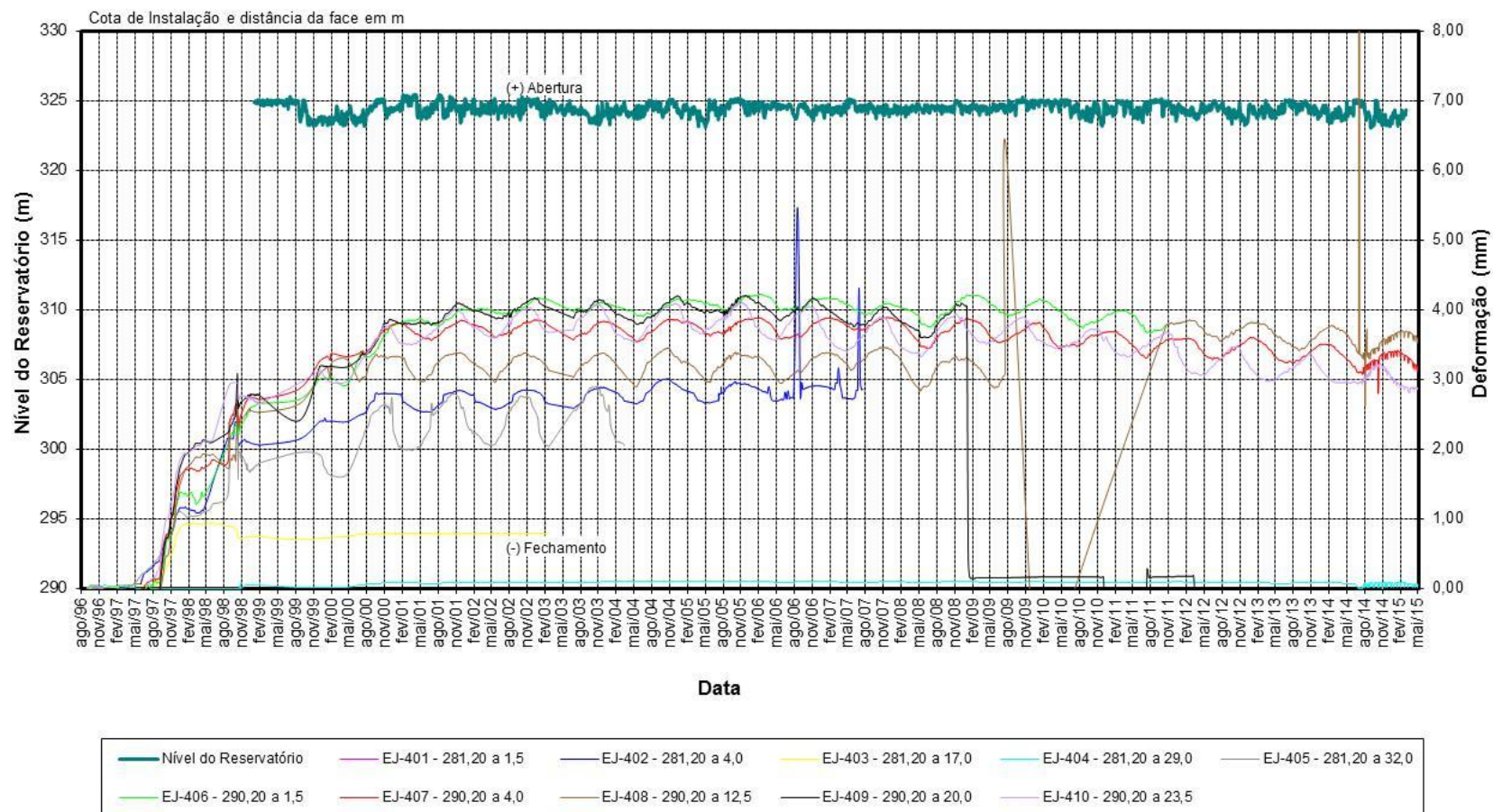


FIGURA 113 – SÉRIES HISTÓRICAS DE ABERTURA DE JUNTAS ENTRE BLOCOS V5 E V6 DA UHE JOSÉ RICHÁ
VALORES POSITIVOS SIGNIFICAM ABERTURA DA JUNTA
FONTE: COPEL (2015)

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 Conclusões

Apesar dos regulamentos preverem, em geral, como já mencionado, probabilidades reduzidas de ruína, no levantamento mostrado pelo Boletim 99 (ICOLD, 1995), em obras construídas até 1950, a percentagem de ruptura de grandes barragens é de 2,2%. Até a data de sua publicação, para obras construídas após 1950, a percentagem de ruptura passa a aproximadamente 0,5%. A mesma referência fornece mais duas conclusões interessantes, sendo a primeira que cerca de 70% das ruínas ocorreram nos primeiros 10 anos de operação e, havendo uma incidência muito significativa no primeiro ano após o comissionamento, o que pode indicar que a instalação da subpressão pode ter gerado o problema, ou defeitos construtivos, ou ainda erros de caracterização de parâmetros físicos juntamente com erros de avaliação de projeto.

Os dados apresentando acima evidenciam a necessidade da realização de novos estudos sobre barragens, pois estas são estruturas que muitas vezes podem ter um potencial de destruição e perdas de vidas humanas elevados. Além disso, essas estruturas permitem que a população tenha acesso às condições mínimas de sobrevivência, como água e alimentos, e, por isso, há de se ter um extremo cuidado com a manutenção dos empreendimentos existentes.

O presente trabalho cumpriu todos os objetivos preconizados. Foi possível avaliar os critérios de projeto e de estabilidade nas ombreiras de barragens de concreto à gravidade a partir de modelagem tridimensional via Método dos Elementos Finitos, e também foi possível avaliar o comportamento da estrutura com a variação dos parâmetros de resistência da fundação, seguindo os parâmetros de avaliação preconizados pela Eletrobrás (2003).

As conclusões obtidas são limitadas a barragens com altura máximas próximas a 50 metros e parâmetros de caracterização mecânica do concreto e fundação similares ao adotado no trabalho.

As análises utilizaram modelos numéricos via Método dos Elementos Finitos, considerando o material elástico linear, utilizando o software SAP 2000, com elementos sólidos de 8 nós. Apesar dessas limitações, não considerando modelos

reológicos não lineares, tampouco deformações lentas, as conclusões obtidas mostraram-se robustas para avaliar as hipóteses de comportamento estrutural.

A análise de sensibilidade realizada considerou a variação dos parâmetros elásticos da fundação e da inclinação das ombreiras, e fornece base para discussão da importância da execução de investigações e tratamentos adequados, ainda nas etapas de projeto básico, para que todo o processo de elaboração do projeto seja pautado em dados confiáveis.

Segundo Lombardi (2006), usualmente as análises de segurança global para barragens de concreto à gravidade são realizadas a partir de modelos bidimensionais onde a fundação é considerada reta, e por simplificação a avaliação da segurança é, geralmente, feita apenas na seção mais crítica.

Essas análises podem induzir conclusões equivocadas, pois leva a conclusão simplista que a seção crítica é somente aquela de maior altura. No entanto, como o presente trabalho mostrou, ao se considerar a inclinação das ombreiras, esse pressuposto desaparece e a segurança da barragem degrada significativamente, principalmente nas seções de maior elevação, ou seja, alturas inferiores àsquelas do leito do rio.

A análise tridimensional via Método dos Elementos Finitos se mostrou adequada, pois através da validação dos modelos propostos, foi possível observar resultados coerentes com outros métodos de avaliação da segurança e, por isso esse tipo de análise deve ser mais difundido no meio técnico.

Como resultados secundários, outra constatação interessante obtida durante o desenvolvimento da pesquisa é a melhoria considerável da modelagem e interpretação de dados pela aplicação de programas complementares para análise gráfica. Sua utilização como ferramenta permite um melhor entendimento dos fenômenos físicos causados pelas considerações e processos envolvidos na análise de segurança global de uma barragem de concreto à gravidade. As interfaces entre o programa o SAP 2000, AUTOCAD e programas de manuseio de dados permite a análise de modelos complexos com mais de 20.000 pontos, gerando representação gráfica de fácil entendimento.

Na verificação do deslizamento da estrutura na seção da interface concreto rocha, o trabalho mostrou uma degradação significativa dos parâmetros de resistência à medida que a inclinação da ombreira aumenta, ou seja, quanto maior o ângulo de inclinação da base piores são os resultados, e, por conseguinte, menos segura a

estrutura. Foram analisados modelos com 0° , 10° , 20° e 30° graus de inclinação e foi possível constatar que a degradação dos parâmetros não é linear, havendo gradiente da diminuição dos índices de segurança crescente com o aumento da inclinação.

Apesar de, nesta etapa apresentada, ter sido avaliada apenas o caso de carregamento normal, que se mostrou o caso condicionante da segurança o modelo se mostrou bastante sensível a variação dos parâmetros de fundação.

Comparando-se os coeficientes de segurança ao deslizamento para os modelos onde se considerou 45° graus de ângulo de atrito com aquela de 40° , notou-se que para coesão igual a zero os resultados caíram 27,5% em média enquanto para consideração de coesão igual a 400 kN/m^2 o decréscimo foi de 12%.

Para verificar a influência da inclinação da base nos coeficientes de segurança ao deslizamento constatou-se que os resultados para inclinação de 10° foram entre 3,5% e 2% inferiores aqueles obtidos para o modelo com fundação reta. Para inclinação de 20° a mesma comparação se mostrou de 19% a 15% inferior que os modelos de base reta, e na comparação do modelo de 30° com o modelo com 0° de inclinação os resultados foram entre 38% e 28% inferiores. Nessas verificações, a satisfação dos critérios de segurança dos modelos com inclinação de 30° e ângulo de atrito da interface concreto x fundação 40° requerem coesão de 400 kN/m^2 .

Na consideração de ângulo de atrito, em número, os valores foram significativamente inferiores para todos os modelos, mas na comparação do modelo com base reta com os demais, se obteve uma diminuição dos valores entre 3% e 2% para o modelo com 10° de inclinação, uma redução dos resultados entre 20% e 14% para o modelo com 20° de inclinação, e para o modelo com 30° de inclinação houve um decréscimo dos coeficientes de segurança entre 38% e 28%.

Conforme colocado no capítulo 8, a coesão na interface concreto fundação é muito difícil de ser avaliada e determinada. Desta maneira, todos os resultados que requeiram coesão para atingir os requisitos mínimos de segurança, indicam que se deve ter um cuidado muito grande na determinação da coesão efetiva que age de maneira estabilizante.

Outra avaliação realizada no trabalho foi a verificação de tensões na base. Todos os modelos apresentaram tensões efetivas de tração. No entanto, quando se utilizam cálculos analíticos baseados na teoria da flexão composta da Resistência dos Materiais, para essa análise, como é recomendado pelos critérios de cálculo de barragens de concreto, os modelos se tornam imprecisos apontando compressão em

locais tracionados. Destarte, pelo refinamento dos resultados, o presente autor recomenda que a análise da segurança global de barragens de concreto à gravidade seja realizada via MEF.

A pior situação observada no decorrer do trabalho, no que tange a análise de tensões, foi para o modelo com inclinação de 30° e Módulo de Elasticidade da fundação de 78.453,20 MPa, onde a tensão encontrada foi quase o dobro da máxima recomendada pela Eletrobrás, em 2003, (5% da resistência a compressão do concreto). O que indica, segundo esses critérios, que a seção da ombreira tem condição de segurança inferior à seção reta.

A última análise realizada no trabalho foi para os deslocamentos longitudinais dos blocos. Assim como nas demais análises, essa se mostrou sensível à variação da inclinação da ombreira e aos parâmetros de fundação. O deslocamento mais significativo foi encontrado para o modelo com inclinação de 30° e Módulo de Elasticidade igual a 78.453,20 MPa, e foi de 0,566mm.

Comparando-se os resultados dos modelos tridimensionais via MEF com os dados dos fissurômetros e extensômetros da UHE Governador José Richa, conclui-se que o deslocamento devido à combinação peso próprio, empuxo de água a montante e subpressão são muito inferiores aos valores de abertura de junta. Sendo assim, a segunda hipótese levantada, que caso os blocos não resistissem aos esforços sozinhos poderiam transferir cargas aos adjacentes devido a deformação longitudinal, não foi atendida, porque a deformação longitudinal dos blocos da barragem não é o suficiente para que haja um possível contato entre eles no caso estudado.

Sabendo que não há transferência de esforços entre blocos, cada bloco, deve resistir sozinho aos esforços para que a estrutura seja considerada segura. Como foi observado, a inclinação da fundação degrada significativamente os parâmetros de segurança evidenciando a necessidade de parametrização correta do concreto e da fundação assim como proceder com uma limpeza da fundação rigorosa.

Nas barragens de concreto levantadas pelo ICOLD em 1995, 21% das causas de ruptura estão relacionadas às fundações, quer seja por avaliação inadequada da envoltória de resistência, que leva à resistência ao cisalhamento inadequada principalmente na interface concreto x rocha, quer por sua erosão interna (ICOLD, 1995). Esses fatos já foram explorados nos capítulos anteriores, e demonstra a importância de ferramentas para tornar mais confiável a interpretação da segurança

de barragens à gravidade, tanto na fase de projeto, quanto no monitoramento durante sua vida útil.

Posto isto, os resultados corroboram com as informações acima e convergem para uma mesma conclusão: o ponto crítico de qualquer projeto é a análise e parametrização correta da fundação, uma vez que os resultados se mostraram sensíveis a qualquer mudança dos parâmetros de fundação, seja sua inclinação, ou ângulo de atrito e coesão. Claramente a determinação dos parâmetros da envoltória de resistência deve ser baseada em ensaios de campo. Análises de estabilidade baseadas em parâmetros adotados sem investigações geológico-geotécnicas adequadas podem levar a situações que comprometam a segurança.

Sendo assim, é vital que sejam feitas investigações preliminares para garantir um dimensionamento correto de uma barragem de concreto à gravidade. No entanto, não basta o projeto ser adequado, a execução também deve ser precisa e cuidadosa para que tudo o que foi preconizado pelo projeto seja de fato efetuado, já que a coesão da envoltória de resistência concreto x rocha sofre influência significativa da limpeza e tratamentos das fundações, bem como a avaliação das condições da fundação e seu traumatismo abaixo do topo rochoso. Dessa maneira há uma linha tênue entre o projeto e execução de barragens de concreto à gravidade, e, por isso, os laços entre os dois devem se estreitar para garantir um bom desempenho da estrutura, garantindo que ela atenda àquilo que foi concebido durante toda sua vida útil.

9.2 Sugestões para futuras pesquisas

- Avaliação conjunta do comportamento mecânico, com a análise térmica;
- Avaliação do efeito da fluência nos resultados, variando o comportamento geológico dos materiais;
- Criação de modelos tridimensionais não lineares, com avaliação dos parâmetros de construção (taxa de concretagem no tempo), efeitos térmicos e deformação lenta;
- Criação de banco de resultados aplicando os modelos obtidos com resultados de instrumentação existente em protótipos ou análises de novos instrumentos colocados em obras existentes;

- Programa extenso de pesquisa com os modelos indicados em obras em construção, utilizando instrumentação e resultados do controle de qualidade para balizar o modelo.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS. **NBR: 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NOMAS TÉCNICAS. **NBR: 6120:2000 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2000.

AES - ELETROPAULO. **Entenda o aumento na conta de energia**. São Paulo: ELETROPAULO, 2015.

ANA - Agência Nacional das Águas. **Encarte Especial sobre a Crise Hídrica Brasileira**. Brasília: ANA, 2015.

ANDRADE, R. M. de; AFONSO, M. A. B. **Nova abordagem na verificação da estabilidade das estruturas hidráulicas**. Trabalho apresentado no XV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1983.

ANDRIOLO, F. R. **Discussão sobre a qualidade das obras de concreto dos empreendimentos hidráulicos**. Trabalho apresentado no XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens, Porto de Galinhas, 2013.

ANDRIOLO, F. R; BETIOLI, I. **Obras de concreto de ITAIPU: Desenvolvimento, Controle de Qualidade, Durabilidade...40 anos depois**. 1 ed. São Paulo: ITAIPU, 2015.

ANDRÉ, J. C.; SAAD, M. N. A.; SATO, E.; YENDO, M. **Avaliação das tensões de origem térmica em estrutura de concreto massa**. Trabalho apresentado no XII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, 1978.

ANEEL - Agência Nacional de Energia Elétrica. **Atlas de energia elétrica do Brasil**. Brasília: ANEEL, 2002.

AZMI, M. PAULTRE, P. Three-dimensional analysis of concrete dams including contraction joint non-linearity. **Engineering Structures**, v. 24, p. 757- 771, 2002.

BARREIRO JUNIOR, L. A. M. B. **Análise comparativa da viabilidade financeira entre projetos de geração termoeletrica a gás e a carvão**. 72 f. Dissertação (Mestrado em Administração) Faculdade de Economia e Finanças IBMEC, Rio de Janeiro, 2008.

BIANCHINI, M. **Análise da influência dos teores de sílica ativa na produção de concretos de alta resistência em central dosadora de concreto**. 148 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

BOWLES, J. **Foundation Analysis and Design**. 1 ed. São Paulo: McGraw-Hill Publishing Company, 1988.

BRETAS, E. M.; LÉGER, P.; LEMOS, J. V.; LOURENÇO, P. B.; RAMOS, J. M. **Análise e reforço de barragens gravidade**. Trabalho apresentado no Encontro Nacional Conservação e Reabilitação de Estruturas, Lisboa, 2010a.

BRETAS, E. M.; LÉGER, P.; LEMOS, J. V.; LOURENÇO, P. B. **Avaliação de uma proposta de reforço de uma barragem gravidade**. Trabalho apresentado no VII Simpósio sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas, São Paulo, 2010b.

BRETAS, E. M.; LÉGER, P.; LEMOS, J. V.; LOURENÇO, P. B. 3D Stability analysis of gravity dams on sloped rock foundations using the limit equilibrium method. **Computers and Geotechnics**, v. 44, p. 147- 156, 2012.

BRUNET, C.; DIVOUX, P. **Study of 3D behaviour for the evaluation of the stability of concrete gravity dams**. Trabalho apresentado em Dam Maintenance and Rehabilitation: International Congress on Conservation and Rehabilitation of Dams, Madri, 2002.

CADMAN, J. D. **Sismicidade induzida e a segurança de grandes barragens**. Trabalho apresentado no XII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, 1978.

CARRAZEDO, F. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de concreto por encamisamento com compósito de fibras de carbono**.

208 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

CCEE – Histórico de preços semanais. Disponível em: http://www.cce.org.br/portal/pages_publico/o-que-fazemos/como_ccee_atua/preço/hitórico_preço_semanal. Acesso em 03/07/2015.

CIGB-ICOLD. **A barragem de gravidade – uma barragem para o futuro**: Análise crítica e recomendações. Tradução João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro, 2004.

CERQUEIRA, G. A. **A Crise Hídrica e suas Consequências**. Brasília: Núcleo de Estudos e Pesquisas, 2015.

COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 83 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

COMPUTER & STRUCTURES INC. **CSI Analysis Reference Manual**: For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Berkeley, 2013.

CURTIS, D. D. **Estimated shear strength of shear Keys and bonded joints**. Trabalho apresentado no 31st Annual USSD Conference, San Diego, 2011.

CRUZ, P. T.; BARBOSA, J. A. **Critérios de cálculo para sobressões e análises de estabilidade ao escorregamento em barragens de concreto gravidade**. Trabalho apresentado no XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, 1981.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução All Task. 6 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

ECKSCHMIDT, H. R.; BUDWEG, F. M. G. **Considerações sobre o fator de segurança no projeto de grandes barragens**. Trabalho apresentado no VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1971.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**, Rio de Janeiro: 2003.

ELLINGWOOD, B.; TEKIE, P. B. Fragility analysis of concrete gravity dams. **Journal of infrastructure systems**, v. 7, p. 41- 48, 2001.

EPE – Empresa de Pesquisa Energética. **Balanco Energético Nacional 2014**. Rio de Janeiro: EPE, 2014.

EPE – Empresa de Pesquisa Energética. **Balanco Energético Nacional 2015**. Rio de Janeiro: EPE, 2015.

FANELLI, M. GIUSEPPETTI, G. Advanced dam Analysis. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 35, nº 1/2/3, p. 525 - 530, 1990.

FERREIRA, J. A. M. **Métodos Numéricos para Equações com Derivadas Parciais**. Universidade de Coimbra, 2004.

FUNAHASHI JÚNIOR, E. I.; KUPERMAN, S. C. **Estudo de tensões térmicas em vertedouro de pequena central hidrelétrica**. Trabalho apresentado no VII Simpósio sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas, São Paulo, 2010.

FUSCO, F. B. **Contribuição à Teoria Matemática das Estruturas e suas aplicações ao Método dos Elementos Finitos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1979.

GAMA, P. S. dos S. **Injeção de caldas de cimento em fundações rochosas de barragens**: Revisão crítica de metodologias. 200 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.

GODKE, B. **Proposta de Processo de Monitoramento do Comportamento das Fissuras Térmicas em Barragens De Concreto Gravidade**: Um Estudo de Caso. 159f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2014.

GUTSTEIN, D. **Estudo das Tensões em Fundações de Barragens de Gravidade de Concreto pelo Método dos Elementos Finitos**. 278 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

GUTSTEIN, D. **Projeto de Estruturas de Barragens de Gravidade de Concreto por meio de Métodos Computacionais: Visão Geral e Metodologia**. 291 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

HASPARYK, N. P. *et al.* **Estudo da influência de adições na durabilidade e microestrutura do concreto**. Trabalho apresentado no 44º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, 2002.

ICOLD – CIGB - INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **As barragens e a água do mundo**: Um livro educativo que explica como as barragens ajudam a administrar a água do mundo. Tradução Texto Faz Comunicação S/S Ltda. Curitiba: Núcleo regional do Paraná, 2008.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Boletim 94 – Computer Software for Dams. Validation. Coments and proposal**. Paris:1994.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Boletim 122 – Computacional Procedures for Dams Engineering. Reability and Applicability**. Paris:2002.

ICOLD – INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Boletim 155 – Guidelines for use of numerical models in dam engineering**. Paris:2013.

IHA - INTERNATIONAL HYDROPOWER ASSOCIATION. **Hydropower Sustainability Assessment Protocol**. London: IHA, 2011.

IPCC - INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE. **Renewable Energy Sources and Climate Change Mitigation**. Cambridge: Cambridge University Press, 2012.

ISHIKAWA, M. Thermal stress analysis of a concrete dam. **Computers and Structures**, v. 40, nº 2, p. 347- 352, 1991.

JANSEN, R. B. **Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation**. New York: Van Nostrand Reinhold, 1988.

KANJI, M. A. **Parecer Técnico sobre as causas da ruptura da barragem de Camará**. São Paulo: MINISTÉRIO PÚBLICO DA PARAÍBA, 2004. 26 p. Relatório técnico.

KOCHEN, R. Segurança no projeto, construção e operação de barragens. São Paulo, jun. 2009. Palestra proferida para o IBC Brasil.

KUPERMAN, S. C. Concreto Massa Convencional e Compactado com Rolo para Barragens. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. vol I. São Paulo: IBRACON, 2005. p.1259-1296.

KUPERMAN, S. C.; CIFU, S. Projeto de barragens de concreto. **Concreto e Construções**, São Paulo, v. 42, p. 82-89, 2006.

KRUGER, D. A. V. **Análise térmica transiente de estruturas de concreto executada por camadas**. Dissertação (Mestrado em Métodos numéricos), Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2001.

LEVIS, S. D. **Verificação da eficácia dos sistemas de vedação e drenagem em fundações de barragens de concreto**. 195 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

LOMBARDI, G. **Concrete Dams and their Foundation**. Evaluation for static Loading. Trabalho apresentado no International Workshop on Dam Safty Evaluation, Grindelwald, 1993.

LOMBARDI, G. **3-D Gravity Dams**. Minusio, 2006. Trabalho disponível em <<http://www.lombardi.ch/en/publications/b-hydropower-and-dams>>. Acesso em 16/04/2014.

MARQUES FILHO, J. Concreto massa e Compactado a Rolo. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. vol II. São Paulo: IBRACON, 2011. p.1399-1448.

MARQUES FILHO, J. **Introdução á patologia de barragens de concreto: conceitos fundamentais**. No prelo.

MARQUES FILHO, J. **Maciços experimentais de laboratório de concreto compactado com rolo aplicado às barragens**. 247 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

MARQUES FILHO, J. Patologia em Barragens. São Paulo, jun. 2012. Aula proferida para o curso de pós-graduação do instituto IDD.

MARQUES FILHO, J. **Durability and Pathological Manifestation in Concrete Hydraulic Structures in Brazil**. Trabalho apresentado no 2nd Dam Word Conference, Lisboa, 2015.

MEDEIROS, C.H. Implementação de programas de segurança de barragens com foco no gerenciamento dos riscos geológicos. São Paulo, 23 jun. 2009. Palestra proferida para o IBC Brasil.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. Tradução Cristina Borba. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

MENESCAL, R. de A.; VIEIRA, V. de P. P. B.; FONTENELLE, A. de S.; OLIVEIRA, S. K. F. de. **Incertezas, ameaças e medidas preventivas nas fases de vida útil de uma barragem**. Trabalho apresentado no XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Goiânia, 2001.

MME - Ministério de Minas e Energia. **Balanço Energético Nacional 2012: Ano base 2011**. Rio de Janeiro: EPE, 2012.

MME - Ministério de Minas e Energia. **Manual de Inventario Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas**. Rio de Janeiro: CEPEL, 2007.

MME - Ministério de Minas e Energia. **Resenha Energética Brasileira:** Exercício de 011 Resultados Preliminares. Brasília: MME, 2012.

MOFTAKHAR, M.; GHAFOURI, H. R. Comparison os Stability Criteria for Concrete Dams in Different Approximate Methods Based on Finite Element Analysis. **Procedia Engineering**, v. 14, p. 1672- 1680, 2011.

NOORZAEI, J.; BAYAGOOB, K. H.; THANOON, W. A.; JAAFAR, M. S. Thermal and stress analysis of Kinta RCC dam. **Engineering Structures**, v. 26, p. 1795 - 1802, 2006.

NOVAK P.; MOFFAT , A.I.B.; NALLURI C.; NARAYANAN R. **Hydraulic Structures**. 3rd. ed. London: Spon Press, 2004.

NUNES, C. M. Regulamentação da lei de segurança de barragens. Rio de Janeiro, 27 out. 2011. Palestra proferida no XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens.

NUNES, A. J. da C.; FERNANDES, C. E. de M.; LIMA, A. **Estabilização de ombreiras de barragens. Casos brasileiros**. Trabalho apresentado no XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, 1981.

OLIVEIRA, A. G. S. de. **Análise da eficácia dos dispositivos de vedação e drenagem em fundações permeáveis de barragens de terra**. 181 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

OLIVEIRA, F. F.; SOUSA JR, L. C.; PEDROSO, L. J. **Análise de alguns parâmetros que influenciam na estabilidade de barragens gravidade de concreto**. Trabalho apresentado no XXV Seminário nacional de grandes barragens, Salvador, 2003.

OLIVEIRA, S. B. M. de. **Modelos para análise de comportamento estrutural de barragens de betão considerando a fissuração e o efeito do tempo**. Formulação de dano. 290 f. Dissertação (Doutor em engenharia civil), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2000.

PACELLI DE ANDRADE, W. *et al.* **Concreto: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo. Ensaios e propriedades.** 1 ed. São Paulo: PINI, 1997.

PEDROSO, L. J.; SILVA, S. F. da; SOUSA JR, L. C. **Avaliação preliminar da segurança sísmica em um perfil típico em barragem de concreto gravidade.** Trabalho apresentado no XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Goiânia, 2005.

PEREIRA, R. BATISTA, A. L.; NEVES, L. **Análise probabilística da segurança ao deslizamento de barragens de betão gravidade.** Trabalho apresentado encontro nacional de betão estrutura, Porto, 2012.

PROENÇA, S. P. B. **Curso de Resistência dos Materiais – Notas de Aula – Vol. 1.** USP. Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, abril de 2005.

PUGNALONE, I. Carta aberta das PCHs à presidente Dilma Rousseff. Disponível em < <http://abrapch.org.br/downloads/cartadilma.pdf>>. Acesso: 05/08/2014.

RUGGERI, G. Sliding safety of existing gravity dams. ICOLD European, Group. 2004.

SANCHEZ, P. F. **Mapeamento espaço-temporal e previsão de pressões Piezométricas em maciços rochosos de fundações de grandes barragens – estudo de caso de Itaipu.** 170 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

SARKARIA, G. S.; ANDRIOLO, F. R. Special Factors in Design of High RCC Gravity Dams. **International water power & dam construction**, 1995.

SILVA, W. Q. **Análise não linear geométrica do acoplamento solo-estrutura através da combinação MEC-MEF.** 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SIPO – SISTEMA DE INFORMAÇÕES DO POTENCIAL HIDRELÉTRICO BRASILEIRO. **Potencial Hidrelétrico Brasileiro por Bacia Hidrográfica**. Rio de Janeiro: ELETROBRÁS, 2014.

SORIANO, H. L. **Elementos Finitos – Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas**. 1 ed. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2009.

SOUZA LIMA, V. M. de; ZAGOTTIS, D. de; ANDRÉ, J. C. **As tensões de origem térmica nas barragens e comportamento viscoelástico do concreto**. Trabalho apresentado no XI Seminário nacional de grandes barragens, Fortaleza, 1976.

STEVENS, M. A.; LINARD, J. The Safest Dam. **Journal of hydraulic engineering**, v. 128, p. 139- 142, 2002.

SUN, G-H.; ZHENG, H. LIU, D-F. A three-dimensional procedure for evaluating the stability of gravity dams against deep slide in the foundation. **International Journal of Rock Mechanick & Mining Sciences**, v. 48, p. 421- 426, 2011.

TIMOSHENKO, S. P. **Resistência dos materiais volume 1**. Tradução José Rodrigues de Carvalho. 1 ed. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos, 1976.

TRABOUSLI, M. A. **Análise do comportamento de juntas de CCR com alto teor de finos**. 260 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

USACE – U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Gravity Dam Design**. 1995.

USBR – U. S. BUREAU OF RECLAMATION. **Design of Gravity Dams**. 1976.

USBR – U. S. Bureau of Reclamation. **Design of Small Dams**. 1987.

VALENZUELA, L. **“Segurança sísmica de barragens e a prática brasileira”**. Trabalho apresentado no XII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, 1978.

VARSHNEY, R. S. Dams on Rocks of Varying Elasticity. **Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech**, v. 11, p. 1-12, 1974.

VAZ, L. E. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. 1 ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

VEESAERT, C.; CARDI, R. J. R.; TSUZUKI, A. L. L. Z. **Segurança de barragem – Questões de responsabilidade**. Trabalho apresentado no XXVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Goiânia, 2005.

VIEIRA JÚNIOR, L. P.; GONTIJO, M. C. **Sistema para melhorar a durabilidade das estruturas hidráulicas de concreto**. Trabalho apresentado no XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens, Porto de Galinhas, 2013.

XUHUA, R.; JIAQING, S.; NENGHUI, B.; HONGYM, R. Stability analysis of concrete gravity dam on complicated foundation with multiple slide planes. **Water Science and Engineering**, v. 1, nº 3, p. 65-72, 2008.

WCD – WORLD COMMISSIONS ON DAMS. **Dams and development: a new framework**. London: Earthscan Publications Ltd, 2000.

WENDLER Z, P. W. **Estudo experimental do concreto compactado com rolo enriquecido com calda de cimento para face de barragens de concreto**. 115 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

WWF - WORLD WILDLIFE FUND. **The Energy Report: 100% renewable energy by 2050**. Switzerland: WWF, 2011.

YU, X.; ZHOU, Y.; PENG, S. Z. Stability analyses of dam abutment by 3D elasto-plastic finite-element method: a case of study of Houhe gravity-arch dam in China. **International Journal of Rock Mechanick & Mining Sciences**, v. 42, p. 415- 430, 2005.

ZHANG, L.; WANG, D.; ZHANG, H.; WANG, W. **Stability analysis of gravity dams on sloping layered rock foudation against deep slide**. Trabalho apresentado no 11th ASCE Aerospace Division Internatinal Conference, Long Beach, 2008.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. Z. **The Finite Element Method**. Volume 1: The Bases. 5th ed. Oxford: Butterworth-Heinenmann, 2000.

ZNAMENSKY, D. **Algumas considerações sobre a segurança e estabilidade das barragens de peso contra o deslizamento e o cisalhamento**. Trabalho apresentado no XXVII Seminário nacional de grandes barragens, Belém, 2007.